

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté des sciences appliquées
Département de génie civil

**BÉTONS À HAUTE PERFORMANCE À MATRICE CONSTANTE:
INFLUENCE DE LA NATURE DES GRANULATS SUR LE
COMPORTEMENT MÉCANIQUE**

Mémoire de maîtrise es sciences appliquées
Spécialité: génie civil

Walid BAALBAKI

Sherbrooke (Québec), CANADA

Décembre 1990

RÉSUMÉ

Une étude englobant sept roches différentes desquelles sont extraits les gros granulats servant à la confection de bétons à haute performance à matrice constante (le mortier ayant le même dosage en liant et la même compacité à la mise en oeuvre) a été entreprise. Les propriétés mécaniques du matériau composite (compression, module élastique, traction) et celles de ses deux constituants, la matrice de mortier et les granulats, ont été analysées.

De nombreux concepts solidement établis pour les bétons ordinaires sont mis à l'épreuve et souvent remis en question. L'influence de la nature des granulats sur le comportement mécanique des BHP est mise en évidence. Des différences dans l'allure et la largeur des hystérèses enregistrées lors de la mesure du module d'élasticité sont caractérisées, selon la nature minéralogique des gros granulats. Des relations permettant de prédire les valeurs de la résistance à la compression et du module élastique sont proposées.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué au sein du Groupe de Recherche et d'Étude sur le Béton de l'Université de Sherbrooke.

Que Monsieur P.C. AITCIN, qui a accepté d'assurer la Direction de ce mémoire, trouve ici tous nos remerciements. Son dévouement, ses conseils judicieux et ses nombreux encouragements furent pour nous un soutien très précieux. Il nous a fait profiter de sa haute compétence dans le domaine des matériaux.

Nos remerciements vont ensuite à Monsieur B. BENMOKRANE pour son soutien et sa collaboration.

Qu'il nous soit aussi permis de remercier Messieurs J. MAZARS de l'École Nationale Supérieure de Cachan et C. LUPIEN de l'Université de Sherbrooke qui nous ont fait l'honneur de faire partie des examinateurs.

Nous remercions Messieurs P. LAPLANTE, D. PERRATON, M. LESSARD et M. BAALBAKI, Chercheurs au sein du Groupe, pour les nombreux conseils qu'ils nous ont prodigués tout au long de nos travaux.

Que tous nos Collègues, Techniciens et Secrétaires, trouvent ici nos sincères remerciements. Nous tenons à remercier Mesdames Marthe Beauchamp et Lise Morency qui nous ont apporté une aide appréciable dans la révision et la dactylographie de ce mémoire.

TABLE DES MATIÈRES

	page
1. INTRODUCTION.....	1
2. MÉTHODOLOGIE	3
2.1 Approche générale	3
2.2 Étude sur roche	4
2.3 Étude sur béton	6
2.4 Étude sur mortier	11
3. APPROCHE THÉORIQUE	12
3.1 Les déformations du béton	12
3.1.1 Chargements à un paramètre	12
3.1.2 Élasticité - hystérésis - accommodation	12
3.1.3 Viscosité	13
3.1.4 Comportement visco-élastique	14
3.1.5 Surface des boucles d'hystérésis	14
3.1.6 Caractéristiques élastiques du béton, matériau composite	15
3.2 Les bétons à haute performance	25
3.2.1 Synthèse bibliographique	25
3.2.2 Gros granulats	26
3.2.3 Propriétés mécaniques des bétons à haute performance	27
3.3 Comportement des roches	29
3.3.1 Identification au laboratoire	30
3.3.2 Caractéristiques rhéologiques des roches en compression simple.	33
3.3.3 Effets des mécanismes élémentaires	36
4. NORMES - MATÉRIAUX UTILISÉS - PROCESSUS EXPÉRIMENTAUX	40
4.1 Introduction	40
4.2 Normes	40
4.3 Matériaux utilisés	40
4.3.1 Ciment	40
4.3.2 Fumée de silice	41
4.3.3 Granulat fin	43
4.3.4 Gros granulats	44
4.3.5 Superplastifiant	52
4.3.6 Eau de gâchage	52
4.4 Processus expérimentaux	52
4.4.1 Confection des bétons et mortiers	52
4.4.2 Essais réalisés sur le béton frais	53
4.4.3 Prélèvement des échantillons	54
4.4.4 Mode de mûrissement	54
4.4.5 Coiffage des échantillons	55
4.4.6 Détermination de la résistance en compression simple du béton durci	55
4.4.7 Détermination de la résistance à la compression diamétrale du béton durci (essai Brésilien)	55
4.4.8 Détermination du module d'élasticité du béton durci	57
4.4.9 Mécanique des roches	65
4.4.10 Essais réalisés sur le mortier durci	66

5.	PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS	67
5.1	Propriétés des roches.....	67
5.2	Propriétés des bétons frais.....	70
5.3	Propriétés du mortier durci	70
5.4	Propriétés des bétons durcis: influence de la nature du gros granulat	72
5.4.1	Résistance à la compression et module d'élasticité	74
5.4.2	Résistance à la traction	77
5.4.3	Validité des relations du type $E'_c = \psi (f_c)$	78
5.4.4	Validité des relations du type $f_t = \psi (f_c)$	80
5.5	Différences de comportement dans la forme des courbes contrainte-déformation: influence de la nature du gros granulat	82
5.5.1	Déformations résiduelles	82
5.5.2	Forme des hystérèses	90
5.5.3	Largeur et surface des boucles d'hystérésis	94
5.6	Influence du diamètre des éprouvettes sur les mesures de f_c et de E'_c ...	99
5.6.1	Résistance à la compression	99
5.6.2	Module d'élasticité	102
5.7	Évolution dans le temps des caractéristiques mécaniques	107
5.7.1	Résistance à la compression	107
5.7.2	Module élastique	110
5.8	Validité des relations du type $E'_c = \psi (E_1, g_1, E_2, g_2)$	111
5.9	Prédiction de la résistance à la compression des B.H.P	116
	Conclusion	118
	Bibliographie	120

LISTE DES FIGURES

	page
Figure 2.1 Organigramme de l'étude sur roche	5
Figure 2.2 Approche globale en vue d'une confrontation théorie-expérience	9
Figure 3.1 Elasticité parfaite	12
Figure 3.2 Phénomène d'hystérésis	13
Figure 3.3 Distribution des contraintes pour le modèle de VOIGT	17
Figure 3.4 Distribution des contraintes pour le modèle de REUSS	18
Figure 3.5 Modèle de HASHIN	19
Figure 3.6 Distribution des contraintes pour le modèle de HIRSH et DOUGILL	20
Figure 3.7 Distribution des contraintes pour le modèle de COUNTO	21
Figure 3.8 Distribution des contraintes pour le modèle de POPOVICS	24
Figure 3.9 Distribution des contraintes pour le modèle de TERREE	24/
Figure 3.10 Prélèvement d'échantillons de roche orientés	30
Figure 3.11 Diagrammes contrainte-déformation idéalisés	33
Figure 3.12 Schématisation des trois familles de boucles d'hystérésis	34
Figure 3.13 Courbe contrainte-déformation complète	35
Figure 3.14 Mesure de la porosité des fissures	37
Figure 4.1 Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams	53
Figure 4.2 Essai de traction indirecte par fendage (essai Brésilien)	56
Figure 4.3 Synopsis décrivant l'obtention de la courbe (F, u)	58
Figure 4.4 Dessin d'ensemble du dispositif de mesure	60
Figure 4.5 Schéma de fonctionnement du transformateur différentiel L.V.D.T.	61
Figure 4.6 Calibrage des deux L.V.D.T.	62

Figure 4.7a	Détermination du module d'élasticité selon la norme ASTM C469-65	64
Figure 4.7b	Étapes de chargement en fonction du temps.....	64
Figure 4.8	Mesure de E_0 sur éprouvette de roche	65
Figure 5.1	Corrélation sur roches: compression vs coefficient de Poisson...	68
Figure 5.2	Module d'élasticité du grès à ciment siliceux	69
Figure 5.3	Module d'élasticité du calcaire métamorphique	69
Figure 5.4	Corrélation sur mortier: compression sur cubes vs compression sur cylindre.....	72
Figure 5.5	Cheminement des lignes de force pour les bétons de grès (a) et de quartz (b).....	74
Figure 5.6	Validité des relations $E'_c = \psi (f'_c)$ proposées par divers codes nationaux	80
Figure 5.7	Courbe contrainte-déformation à $0,4 f'_c$ - béton de calcaire métamorphique	83 ¹
Figure 5.8	Courbe contrainte-déformation à $0,4 f'_c$ - béton de calcaire dolomitique.....	84
Figure 5.9	Courbe contrainte-déformation à $0,4 f'_c$ - béton de grès à ciment siliceux	85
Figure 5.10	Courbe contrainte-déformation à $0,4 f'_c$ - béton de grès à ciment silico-calcaire	86
Figure 5.11	Courbe contrainte-déformation à $0,4 f'_c$ - béton de granite	87
Figure 5.12	Courbe contrainte-déformation à $0,4 f'_c$ - béton de quartz	88
Figure 5.13	Courbe contrainte-déformation à $0,4 f'_c$ - béton de quartzite	89
Figure 5.14	Évolution des déformations résiduelles au cours des trois premiers cycles	90
Figure 5.15	Influence de la nature des gros granulats sur la forme des boucles d'hystérésis enregistrées.....	91
Figure 5.16	Similarité des hystérèses des bétons avec celle des roches.....	93
Figure 5.17	Largeur des boucles d'hystérésis à un niveau de chargement de 20 MPa.....	95

Figure 5.18	Évolution de la largeur des boucles d'hystérésis à différents niveaux de chargement	96
Figure 5.19	Relation entre l'énergie stockée ΔU et la résistance à la compression C_0 des roches.	98
Figure 5.20	Énergie ΔU vs module E_0	98
Figure 5.21	Corrélations sur bétons durcis: $f_{c(150)}$ vs $f_{c(100)}$	101
Figure 5.22	Corrélations sur bétons durcis (résultats de LESSARD (1990) compris): $f_{c(150)}$ vs $f_{c(100)}$	102
Figure 5.23	Corrélations sur bétons durcis: $E'_{c(150)}$ vs $E'_{c(100)}$	104

LISTE DES TABLEAUX

	page
Tableau 2.1 Composition des mélanges réalisés	8
Tableau 2.2 Programme d'essais sur béton durci pour chacune des gâchées	10
Tableau 2.3 Programme d'essais sur mortier durci pour chacune des gâchées	11
Tableau 3.1 Phases de la courbe $\sigma - \epsilon$: facteurs intrinsèques du matériau	36
Tableau 4.1 Analyse chimique et composition de Bogue du ciment utilisé ...	41
Tableau 4.2 Caractéristiques chimiques de la fumée de silice	42
Tableau 4.3 Caractéristiques physiques de la fumée de silice	42
Tableau 4.4 Distribution granulométrique du granulat fin utilisé	43
Tableau 4.5 Caractéristiques physiques du granulat fin utilisé	44
Tableau 4.6 Nature et origine des différents gros granulats utilisés	44
Tableau 4.7 Caractéristiques physiques des gros granulats utilisés	46
Tableau 4.8 Analyse chimique du calcaire dolomitique	47
Tableau 4.9 Analyse chimique du calcaire métamorphique	47
Tableau 4.10 Analyse chimique du grès à ciment siliceux	48
Tableau 4.11 Description microscopique sur lames minces	48
Tableau 4.12 Propriétés mécaniques des roches sélectionnées	51
Tableau 5.1 Propriétés mécaniques et physiques des roches sélectionnées	67
Tableau 5.2 Propriétés des bétons frais.....	70
Tableau 5.3 Propriétés des mortiers durcis	71
Tableau 5.4 Propriétés des bétons durcis	73
Tableau 5.5 Relation entre f_c et le rapport $E_{mortier}/E_{roche}$	76
Tableau 5.6 Résistance à la traction: influence de la nature des granulats	77
Tableau 5.7 $E'_c = \psi (f_c)^{1/n}$ à 28 d Valeurs prédites vs valeurs expérimentales	79

Tableau 5.8	$E'_c = \psi (f_c)^{1/n}$ à 91 d Valeurs prédites vs valeurs expérimentales	79
Tableau 5.9	Prédiction de la résistance à la traction $f_t = \psi (f_c)$	81
Tableau 5.10	Déformations résiduelles enregistrées au cours des trois premiers cycles.....	82
Tableau 5.11	Évolution de la largeur des boucles à un niveau de chargement de 20 MPa.....	94
Tableau 5.12	Énergie stockée (ΔU) au cours du troisième cycle charge-décharge à $0,4 f_c$	97
Tableau 5.13	Influence du diamètre des cylindres sur les mesures de f_c	100
Tableau 5.14	Influence du diamètre des cylindres sur les mesures de E'_c	103
Tableau 5.15	Évolution dans le temps de la résistance à la compression f_c ...	107
Tableau 5.16	Évolution dans le temps du module élastique E'_c	110
Tableau 5.17	$E'_c = \psi (E_1, g_1, E_2, g_2)$ Valeurs prédites vs valeurs expérimentales à 28 d	112
Tableau 5.18	$E'_c = \psi (E_1, g_1, E_2, g_2)$ Valeurs prédites vs valeurs expérimentales à 91 d	113
Tableau 5.19	$E'_c = \psi (E_1, E_2, \nu_2)$ Valeurs prédites vs valeurs expérimentales	115
Tableau 5.20	Prévision de la résistance à la compression des bétons à haute performance	117

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Ces dernières années, la réalisation de bétons à haute performance avec usage de matériaux et de procédés employés communément dans la technologie moderne du béton, ou bien de matériaux et de procédés particuliers, a intéressé les spécialistes des différents pays. Auparavant, force était de reconnaître que le béton était moins bien coté que d'autres matériaux tels que les métaux et les matières plastiques. Cependant, les performances de ces derniers ont plafonné alors que, par ailleurs, leur production est rendue dispendieuse en raison de la montée du prix de l'énergie. La science des matériaux appliquée au béton s'est développée pour établir que ce matériau était encore apte à réaliser des progrès frappants et donc de concurrencer d'autres matériaux tout en maintenant ses atouts sur le plan de l'économie d'énergie.

Il n'existe pas de recette miracle pour fabriquer un béton de 100 MPa et plus. L'emploi de produits performants comme les superplastifiants et les fumées de silice permettra de maximiser les performances du mortier et la qualité de l'interface pâte-granulats. Cependant le choix des matériaux commence à être de plus en plus limité tant au niveau des granulats (forme, résistance mécanique) que du ciment (performances rhéologique et mécanique) et du superplastifiant (compatibilité ciment-adjuvant). Les chercheurs s'efforcent d'élucider les propriétés mécaniques des bétons à haute performance: résistance à la compression, à la traction, module d'élasticité, etc...

L'emploi des bétons à haute performance, divisés en quatre classes différentes correspondant à des barrières technologiques (AITCIN, 1989), s'est imposé en raison d'impératifs divers;

Réaliser des structures en béton par éléments préfabriqués de grande portée, capables de résister à des charges particulièrement importantes;

Alléger les éléments: l'utilisation du BHP ayant apporté la possibilité de concevoir des poutrelles plus légères;

Diminuer la contreflèche des poutrelles précontraintes;

Réduire la consommation d'acier;

etc...

L'intérêt des bétons à haute performance est indéniable pour tout le monde, en ce qui concerne les pièces comprimées. Il l'est moins lorsqu'il s'agit de pièces fléchies. La connaissance du module élastique est particulièrement importante du point de vue conception des structures en

bétons armés ou précontraints. Une retombée directe de l'introduction des fumées de silice est l'augmentation des modules élastiques des bétons due en partie à un "raidissement" de la pâte liante. Un accroissement du module élastique permettra par exemple de restreindre les chutes de tension dans les câbles de précontrainte. Les pertes sont réduites, ce qui permet un allègement en poids par rapport à la solution béton ordinaire.

Si la mesure de la résistance à la compression est facile et rapide à effectuer, ne requérant point un dispositif sophistiqué, ceci n'est pas le cas pour la mesure du module élastique. Contrainte et déformation doivent être enregistrées simultanément à un taux de chargement constant conformément à la norme ASTM C469-65. C'est pour ces raisons que des corrélations ont été établies entre le module d'élasticité et la résistance à la compression. Avec l'introduction de la philosophie de l'état limite dans la conception des éléments structuraux en béton, la déflexion constitue un état limite important dans le design. L'utilisation des valeurs surestimées du module élastique dans les calculs découlerait en une sous-estimation des flèches (déflexion) et en conséquence les relations empiriques du type $E'_c = \psi (f'_c)$ suggérées dans les divers codes nationaux doivent être utilisées avec précaution dans le cas des bétons à haute performance..

L'optique de notre travail vise essentiellement à caractériser les différences de comportement dans la forme des courbes contrainte-déformation selon la nature minéralogique des gros granulats. Les différences dans l'allure et la surface des hystérésis obtenues lors de la mesure du module statique seront examinées. Nous mettrons à l'épreuve les divers modèles mathématiques et corrélations prédisant le module élastique des bétons. Nous tenterons de formuler des relations permettant de prédire les valeurs de f'_c et de E'_c , dans le cadre de l'étude expérimentale. Cette dernière a été conduite dans le but de mettre en évidence l'effet des granulats sur les propriétés mécaniques des B.H.P. Pour que n'apparaissent pas d'apports autre que ceux liés aux gros granulats, nous avons travaillé sur un même matériau à matrice constante, de composition bien définie et dont les conditions de conservation et d'essais restent identiques.

La question suivante se pose: y-a-t-il des phénomènes nouveaux en jeu et lesquels? Une évidence est certaine: les granulats sont beaucoup plus que le simple moyen de remplissage et de support qu'on y voyait jadis. Je citerai mon directeur de recherche, en guise d'esquisse à une réponse à la question posée et au sujet des BHP: *"Ce que l'on a gagné en performance a été perdu en simplicité"*.

CHAPITRE 2

MÉTHODOLOGIE

2.1 Approche générale

Le béton à haute performance est un véritable matériau composite constitué par des granulats reliés entre eux par du mortier de ciment. La prévision des caractéristiques moyennes de l'ensemble du matériau nécessite la connaissance de celles de ces deux constituants qui sont tout autant sollicités l'un que l'autre. Dans un béton ordinaire, de rapport $E/C > 0,40$, la faiblesse de la zone de transition entre la pâte de ciment hydratée et le granulat peut devenir critique et constituer un facteur primordial gouvernant le comportement mécanique du béton.

L'étude des propriétés mécaniques de la pâte de ciment ayant déjà fait l'objet de très nombreuses études, nous nous sommes attachés, dans notre recherche, à analyser l'influence de la nature et des propriétés physico-mécaniques des gros granulats sur les propriétés mécaniques des bétons à haute performance. En fait, les résultats de l'étude entreprise par AITCIN et MEHTA (1990), analysant l'influence de quatre types de granulats disponibles en Californie du Nord sur la résistance à la compression et les propriétés élastiques de bétons à haute performance, ont constitué la base même de nos travaux de recherche. Dans cette optique, nous avons entrepris une étude englobant sept types de granulats provenant de carrières de roches massives du Québec.

La première étape de notre travail fut de mener une recherche bibliographique sur l'utilisation des granulats dans le béton et leur influence sur les propriétés mécaniques qui en découlent. Les grandes lignes de la revue littéraire sont détaillées au chapitre 3.

Dans une seconde étape, nous décrivons le cheminement de la partie expérimentale. Le choix des matériaux fut loin d'être arbitraire, il nous a paru nécessaire de faire entrer en ligne de compte les performances à atteindre et les sujétions à respecter: caractéristiques physiques, résistance mécanique, économie, production locale, situation, ... Les matériaux utilisés et les processus expérimentaux font l'objet du chapitre 4 du présent mémoire. Durant tous nos travaux, nous avons observé les mêmes méthodes et procédures, que ce soit pour le travail en laboratoire, la fabrication des mélanges, le malaxage ou l'échantillonnage.

La troisième étape de notre travail est l'analyse globale des résultats obtenus dépendamment des attentes fixées au départ et des enseignements relatifs à la revue bibliographique.

2.2 Étude sur roche

Sept roches, provenant de carrières situées dans la province de Québec, ont été retenues. Leurs natures furent identifiées à l'aide d'un code de deux lettres et d'un chiffre pour différencier des noms de roches débutant par une même lettre. La lettre R (pour roche) est suivie d'une autre lettre caractérisant le type de roche. La codification des différentes roches se présente comme suit:

- RC1 : calcaire métamorphique
- RC2 : calcaire dolomitique
- RG1 : grès à ciment siliceux
- RG2 : grès à ciment silico-calcaire
- RG3 : granite
- RQ1 : quartz
- RQ2 : quartzite

Dans chacune des carrières, des blocs de pierre ($\varnothing = 300$ mm en moyenne) extraits par abattage à l'explosif y ont été prélevés à même le massif exploité. Un lot de blocs est ensuite concassé et tamisé pour être amené à la dimension d'utilisation dans nos bétons. Dans certains blocs nous avons prélevé des carottes cylindriques de diamètre $\phi = 52$ mm, à l'aide d'une foreuse, pour fins d'essais physiques et mécaniques.

Certaines roches présentent une structure stratifiée. La direction parallèle au plan de sédimentation ou de stratification constitue toujours une direction suivant laquelle le matériau n'a pas une résistance mécanique très grande. L'orientation de la direction de la force par rapport aux plans de sédimentation ou de stratification a de l'importance. C'est ainsi que le prélèvement des carottes s'est effectué suivant trois directions orthogonales, en tenant compte des plans structuraux s'ils existaient.

Les critères d'identification de chacune des roches sont:

- la composition minéralogique déterminée sur des lames minces examinées au microscope polarisant,
- la porosité,
- la masse volumique,
- le degré d'absorption,
- la résistance à la compression uniaxiale C_0 déterminée sur des échantillons d'éclatement 2, $\varnothing = 52$ mm
- la résistance à la compression diamétrale (traction indirecte) T_0 mesurée sur des disques d'éclatement 0,5,

le module élastique E_0 évalué sur des carottes d'élancement 2, $\varnothing = 52\text{mm}$,
 le coefficient de Poisson ν_0 mesuré sur des carottes d'élancement 2, $\varnothing = 52\text{ mm}$.

À l'échelle des éprouvettes d'essai utilisées au laboratoire, nous considérons les roches comme étant homogènes.

Nous présentons à la figure 2.1 un organigramme décrivant l'étude sur roche.

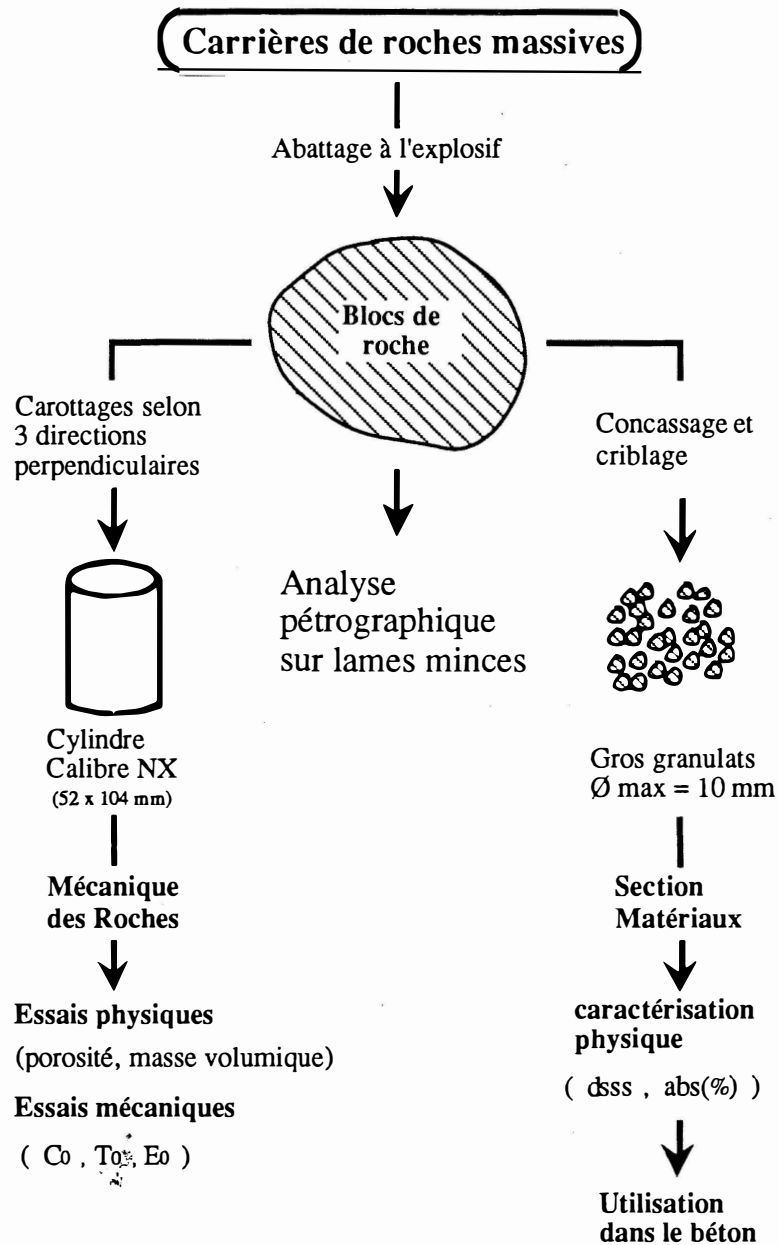


Figure 2.1 - Organigramme de l'étude sur roche

2.3 Étude sur béton

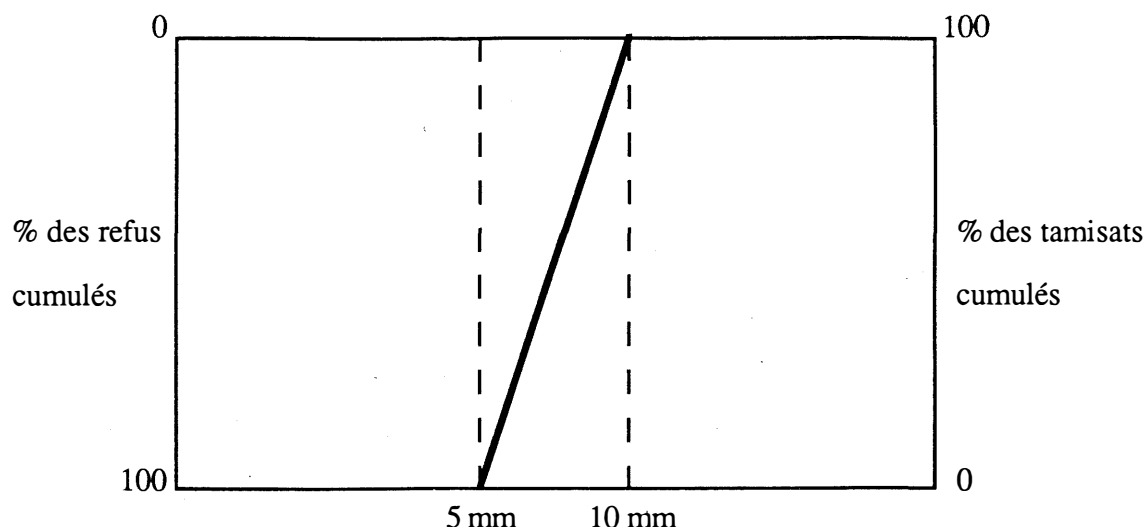
La première étape de l'étude sur béton a consisté à évaluer les caractéristiques des matériaux nécessaires à la confection de nos bétons, elle est décrite au chapitre 4. Nous pouvions, par la suite, effectuer les calculs théoriques des gâchées de béton.

La confection de nos bétons a été menée en gardant à l'esprit le souci et l'intérêt de bien connaître les deux phases constitutives, la matrice de mortier et les granulats. Elle a été conduite en sélectionnant les granulats selon leur nature et en maintenant constant le dosage en matériaux de la matrice de mortier. Ainsi pour chacune des séries, au nombre de sept, le mortier possède les mêmes dosages en liant et la même compacité à la mise en oeuvre tandis que varient les proportions massiques des gros granulats. Il en résulte que la seule variable dans notre étude constitue le gros granulat.

En outre, l'optique de notre projet vise essentiellement à caractériser les différences de comportement dans la forme des courbes contrainte-déformation selon la nature minéralogique des granulats. Pour assurer la crédibilité de nos essais, nous avons jugé nécessaire de maintenir la même granulométrie pour les sept types de granulats. Nous avons opté pour un granulat élémentaire (granulat qui passe entièrement sur un tamis et qui est retenu sur le tamis immédiatement inférieure dans le tableau de classification) 5 - 10 mm. Le diamètre maximal du gros granulat a été fixé à 10 mm afin d'obéir à plusieurs critères:

- sa production industrielle devait être assurée pour éviter des tamisages superflus,
- il devait être suffisamment élevé pour ne pas mettre en cause la crédibilité de nos essais sur bétons,
- il fallait éviter qu'il soit trop important pour ne pas augmenter considérablement le volume des gâchées et pour satisfaire les exigences de mise en place,
- enfin, en vue d'une modélisation numérique, dans le cadre d'une étude ultérieure, nous avons tenu à respecter et à assurer une distribution statistique adéquate des granulats dans les sections des éprouvettes.

Le mortier étant obtenu en tamisant le béton sur un tamis de 5 mm, le diamètre minimal des gros granulats a été fixé à 5 mm. Lorsqu'on concasse une roche, on produit toujours du sable. C'est pour cela que les pierres ont été recomposées par tamisage, pour qu'elles aient toutes la même granulométrie (5-10 mm).



Il est à noter que si les dimensions des granulats s'échelonnent sur une gamme trop étendue, les plus gros éléments ne demeurent pas uniformément répartis dans le mélange, mais, tendent à se rassembler sur les bords et au fond des moules.

Nous avons cherché à obtenir sept gâchées réussies à partir d'une gâchée préliminaire programmée surtout dans le but de bien orienter le calcul des mélanges des gâchées définitives. La faisabilité des BHP n'est plus à démontrer. Sa fabrication diffère de celle d'un béton ordinaire par l'ajout d'au moins deux composants supplémentaires: les ultrafines et les fluidifiants. L'ajout de superplastifiant au mélange ciment-fumée de silice est essentiel car il assure la compatibilité ciment-silice. En effet, un mélange ciment-silice-eau exige, à maniabilité égale, beaucoup plus d'eau que le mélange ciment-eau seul. La quantité d'eau et de superplastifiant requise par mètre cube (m^3) de béton pour obtenir un affaissement de 180 à 200 mm après cinq minutes a été évaluée à l'aide de la gâchée préliminaire. Nous avons opté d'expérimenter à maniabilité constante, c'est-à-dire cherché à garder pour tous nos bétons la même aptitude de mise en place (maniabilité caractérisée par la consistance au cône d'Abrams). Le dosage en superplastifiant a été fixé à 1,7% en extraits secs par rapport à la masse totale de liant. Le superplastifiant contenant 58% d'eau, nous effectuons la correction correspondante pour connaître la teneur en eau réelle de nos bétons.

Les séries de mélange furent identifiées en fonction de la nature des granulats correspondant:

- C1 : béton de calcaire métamorphique
- C2 : béton de calcaire dolomitique
- G1 : béton de grès à ciment silicieux
- G2 : béton de grès à ciment silico-calcaire

- G3 : béton de granite
 Q1 : béton de quartz
 Q2 : béton de quartzite

La démarche principale entreprise pour parvenir à isoler l'effet du paramètre principal d'étude, à savoir la nature des gros granulats, consista à travailler à volume constant de gros granulats. La composition typique des mélanges réalisés est présentée au tableau 2.1.

TABLEAU 2.1 - COMPOSITION DES MÉLANGES RÉALISÉS

		Quantités (kg / m ³)	Proportions en volume
Eau		135	13,5 % *
Ciment		450	14,3 %
Fumée de silice		50	0,2 %
Sable		770	28,7 %
Gros granulat	C1	1050	39,1 %
	C2	1095	
	G1	1000	
	G2	1020	
	G3	1065	
	Q1	1025	
	Q2	1010	
Superplastifiant		1,7 % *	
Air entraîné		1,5 %	
E / L = 0,27			

* La quantité de superplastifiant est exprimée en pourcentage de la masse du liant.
 La partie liquide du superplastifiant a été incluse dans la quantité d'eau totale de gachage.

Nous pouvons donc, comme l'on fait entre autres DANTU (1958) et MASO (1967), assimiler notre béton à un matériau constitué de deux phases: d'une part les gros granulats (concentration volumique = 39%) et d'autre part par le mortier (concentration volumique = 61%) considéré comme matériau homogène. Nous pourrions alors confronter nos résultats expérimentaux à des modèles de calcul faisant intervenir notamment les modules élastiques (figure 2.2).

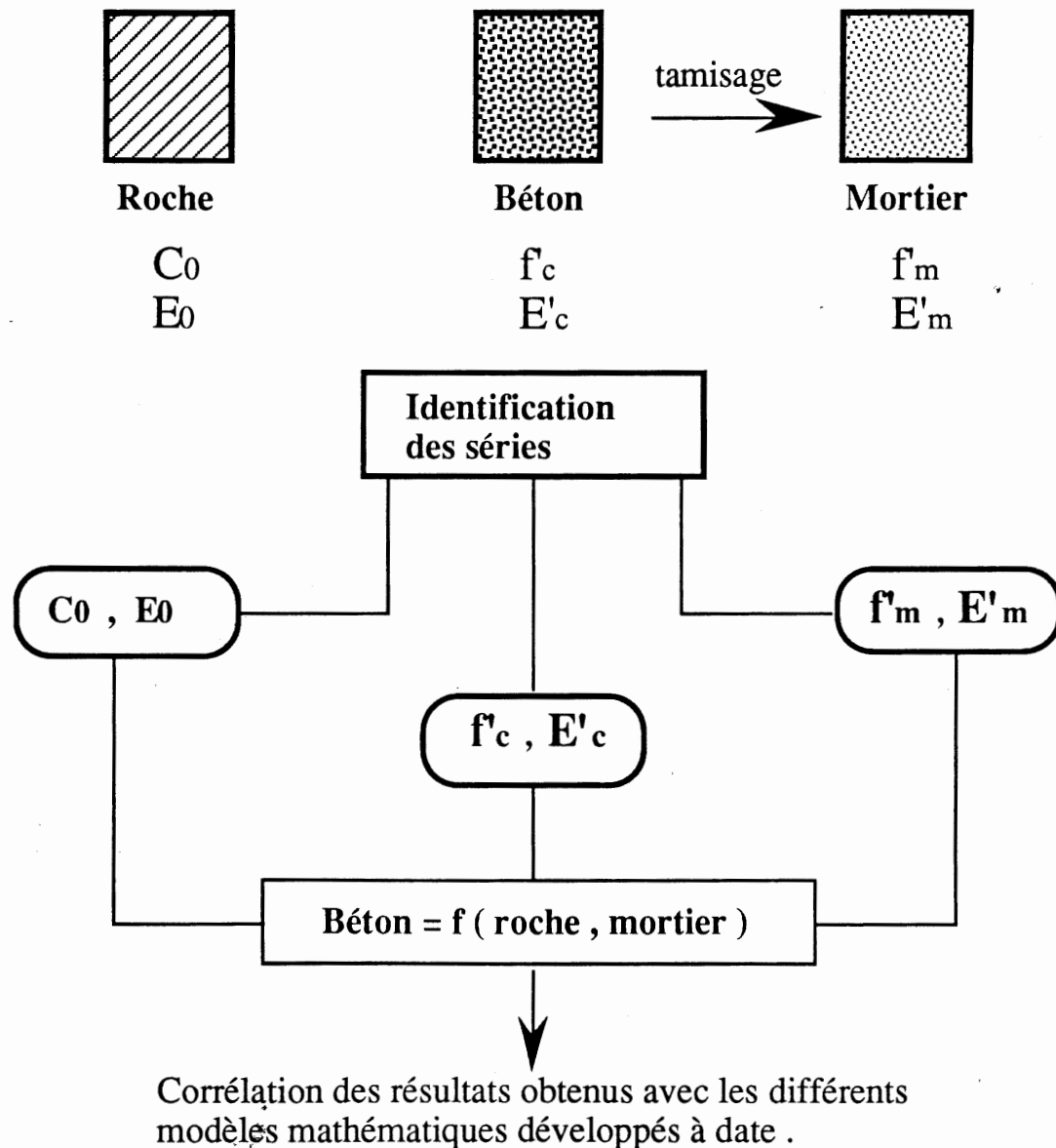
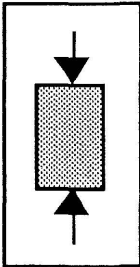
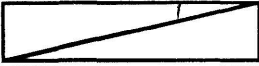

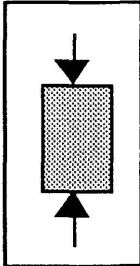
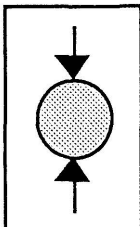



Figure 2.2 - Approche globale en vue d'une confrontation théorie-expérience.

Les propriétés du béton frais et du béton durci ont été déterminées pour chacune des gâchées.

Durant les opérations de malaxage, l'affaissement au cône d'Abrams, la teneur en air et la masse volumique ont été déterminés pour chaque gâchée. On utilisera la valeur de la masse volumique pour éventuellement corriger les proportions des mélanges effectivement réalisés. Les échantillons prélevés durant les opérations de malaxage ont fait l'objet d'une série d'essais mécaniques comme l'indique le tableau 2.2. L'interprétation des résultats des essais ont lieu sur des éprouvettes de même type, de mêmes dimensions, provenant d'un même lot de fabrication et ayant subi les mêmes conditions de conservation. Les essais réalisés apporteront des réponses aux questions que ne manqueront pas de se poser les utilisateurs de BHP sur les valeurs de résistances, de module d'élasticité.




TABLEAU 2.2 - PROGRAMME D'ESSAIS SUR BÉTON DURCI POUR CHACUNE DES GÂCHÉES

		Cylindres 100 x 200 mm		Cylindres 150 x 300 mm	
Compression simple		1 d	n = 3		
		7 d	n = 3		
		28 d	n = 3	n = 2	
		91 d	n = 3	n = 2	
Module élastique		28 d	n = 2	n = 2	
		91 d	n = 2	n = 2	
Traction indirecte (essai brésilien)		91 d	n = 2		

2.4 Étude sur mortier

Pour chacune des gâchées (à l'exception des séries G1 et G2 où le gros granulat s'effritait lors du malaxage) nous avons tamisé le béton frais sur un tamis de 5 mm pour obtenir du mortier. Des échantillons de calibre NX ($\phi = 52$ mm) et des cubes d'arête 50 mm ont été prélevés pour y effectuer des essais de compression, de traction indirecte et de module élastique, comme l'indique le tableau 2.3.

TABLEAU 2.3 - PROGRAMME D'ESSAIS SUR MORTIER DURCI POUR CHACUNE DES GÂCHÉES

		Cylindres 52 x 104 mm	cubes a = 50 mm
Compression simple	28 d	n = 2	n = 3
	91 d	n = 2	n = 3
Module élastique	28 d	n = 2	
	91 d	n = 2	
Traction indirecte (essai brésilien)	91 d	n = 2	

CHAPITRE 3

APPROCHE THÉORIQUE

3.1 Les déformations du béton

3.1.1. Chargement à un paramètre

Dans nos expériences, on fait varier (à partir de zéro) la contrainte σ suivant un taux de chargement constant correspondant à $0,25 \text{ MPa} \cdot \text{s}^{-1}$. On peut envisager d'autres types de chargement:

- chargement échelon $\sigma = \lambda H(t)$, $H(t)$ fonction d'Heaviside

$$H(t) = 0 \quad \text{pour} \quad t < 0$$

$$H(t) = 1 \quad \text{pour} \quad t > 0$$

- chargement cyclique (périodique), cas particulier: sinusoïdal

Le chargement est suivi d'une décharge lorsque l'on atteint 40% de la charge de rupture. Les résultats de ces essais mettent en évidence quatre propriétés fondamentales: élasticité, viscosité, plasticité, fissuration - et quelques propriétés secondaires - dont la combinaison rend l'interprétation des phénomènes observés très complexe.

3.1.2 Élasticité - hystérésis - accommodation

L'élasticité, c'est la tendance d'un corps à reprendre la forme et les dimensions qu'il avait avant une *sollicitation*, lorsqu'on supprime cette *sollicitation*. Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge (figure 3.1) et ceci quelle que soit la vitesse de chargement, l'élasticité est dite *idéale* (ou *parfaite*). Les déformations de nature élastique sont caractérisées par la variation des distances intermoléculaires, donc par la variation de la masse spécifique. Les réactions de nature élastique sont telles qu'elles imposent le retour à la forme initiale lorsque cesse l'application des forces extérieures. C'est, avec une bonne approximation, le cas d'un ressort.

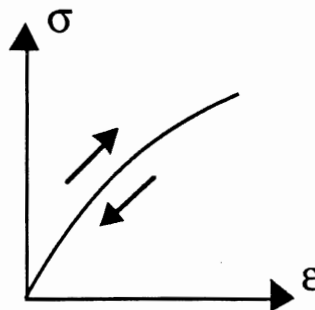


Figure 3.1 - Elasticité parfaite

L'élasticité idéale se traduit ainsi par une relation biunivoque (bijection) entre σ et ϵ : $\sigma = f(\epsilon)$ ou $\epsilon = f^{-1}(\sigma)$.

Toutefois, il est rare que les déformations soient purement d'ordre élastique. Plus exactement, il s'agit d'un cas théorique limite.

Si le retour à la forme initiale ne se fait pas par la même série d'états d'équilibre qu'à l'aller, on a le phénomène d'*hystérésis*, avec augmentation en général du potentiel interne; il y a absorption d'énergie et dégagement de chaleur (figure 3.2).

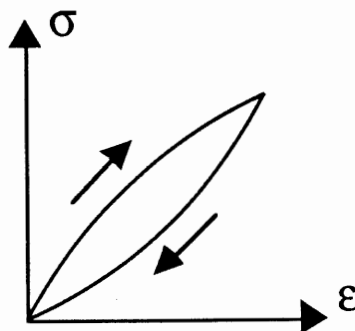


Figure 3.2 - Phénomène d'hystérésis

Par des répétitions successives d'un cycle de chargement, il y a en général diminution à chaque nouveau cycle de l'hystérésis: on dit qu'il y a *accommodation*.

3.1.3 Viscosité

Les relations d'élasticité qui fixent la déformation en fonction de l'effort appliqué ne sont pas tout à fait exactes dans la réalité, même quand il s'agit de corps considérés comme parfaitement élastiques.

Tous les corps, même ceux qui sont parfaitement rigides en apparence, possèdent une certaine viscosité. Cette viscosité est l'aptitude des molécules à se déplacer l'une par rapport à l'autre durant l'application des efforts, de telle sorte, qu'après cessation de ces derniers, ce ne seront plus les mêmes molécules qui se retrouveront en vis-à-vis.

Considérée sous cet angle, la viscosité apparaît comme une tendance commune à tous les corps, mais à des degrés divers, pour effacer progressivement la distorsion qui résulte d'efforts appliqués à l'ensemble des éléments du corps; l'effet de viscosité se traduit par un glissement compensateur des molécules sans variation de volume. On peut donc imaginer, et c'est ce qui arrive dans la réalité, qu'une déformation élastique, du moins si elle est notable, ne saurait se prolonger indéfiniment sans que les molécules du corps ne se déplacent les unes par rapport aux

autres, ce qui se traduit par un affaiblissement progressif de l'effort nécessaire pour maintenir la déformation dans son état initial; c'est en ceci que la viscosité sera liée à la relaxation, c'est-à-dire cet effet de relâchement des efforts maintenant une déformation constante.

3.1.4 Comportement visco-élastique

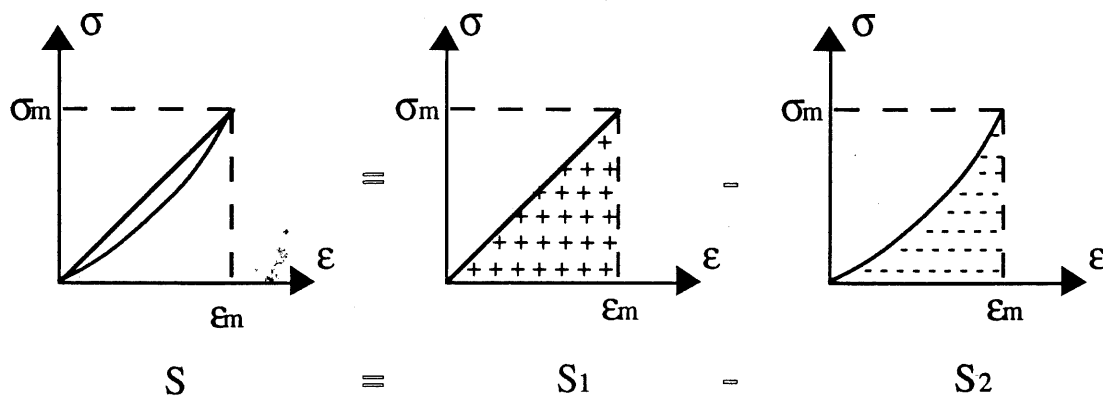
Les bétons sont des matériaux susceptibles de déformations non seulement élastiques mais aussi visqueuses. En effet, si l'on examine une courbe de comportement, on remarque que les trajets charge-décharge présentent des boucles d'hystérésis que l'on peut interpréter par la présence d'une certaine viscosité. La microfissuration, présente à l'état vierge du matériau, induit une viscosité apparente du matériau liée au frottement entre les lèvres des microfissures en cours de fermeture ou de réouverture. Si les deux lèvres d'une fissure reprennent contact, il n'y a aucune déformation résiduelle. Sinon, il subsiste une déformation résiduelle; la déformation du squelette n'étant pas entièrement élastique, pendant la durée du chargement et du déchargement la teneur en eau serait modifiée par suite de l'évaporation et de la cristallisation lente du liant, laquelle à elle seule introduit d'ailleurs des modifications irréversibles.

3.1.5 Surface des boucles d'hystérésis

Il serait intéressant, au niveau du comportement viscoélastique du béton, de voir si les gros granulats participent directement à la viscosité, ou si c'est seulement leur interface. Deux solutions se présentent:

- mesurer la largeur des boucles d'hystérésis, pour chacune des séries, à un même niveau de contrainte et comparer,
- comparer les surfaces des hystérèses enregistrées

Nous présentons le calcul typique de la surface d'une boucle d'hystérésis.



S_1 correspond à l'énergie absorbée

S_2 correspond à l'énergie dissipée

À la charge, on a $\sigma_1 = E \epsilon$

À la décharge, on a $\sigma_2 = a e^{\alpha \epsilon} - b$

$$S = \int_0^{\epsilon_m} \sigma_1 d\epsilon - \int_0^{\epsilon_m} \sigma_2 d\epsilon$$

$$S = \int_0^{\epsilon_m} (E \epsilon - a e^{\alpha \epsilon} + b) d\epsilon$$

$$S = \left[\frac{1}{2} E \epsilon^2 - \frac{a}{\alpha} e^{\alpha \epsilon} + b \epsilon \right]_0^{\epsilon_m}$$

$$\text{soit} \quad S = \frac{1}{2} E \epsilon_m^2 - \frac{a}{\alpha} e^{\alpha \epsilon_m} + b \epsilon_m + \frac{a}{\alpha} \quad (1)$$

$$\text{on a} \quad a = b = \frac{\sigma_m}{e^{\alpha \epsilon_m} - 1} \quad (2)$$

En combinant (1) et (2), on obtient dans le cas où il n'existe pas de déformation résiduelle:

$$S = \frac{E}{2} \epsilon_m^2 + b \epsilon_m - \frac{\sigma_m}{\alpha} \quad (3.1)$$

3.1.6 Caractéristiques élastiques du béton, matériau composite

a. Introduction

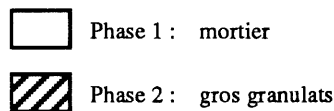
En s'appuyant sur les théories générales relatives aux matériaux composites, différents modèles mathématiques ont été développés afin de prédire les propriétés mécaniques du béton. Sur le plan physico-chimique, en schématisant à l'extrême, le béton peut être considéré comme un système diphasique où la phase dispersée est représentée par les granulats et la phase continue par la pâte de mortier. Des équations générales ont alors été formulées exprimant le module d'élasticité

du béton en termes de modules et de proportions volumiques respectifs des granulats et du mortier. Ainsi, les caractéristiques requises pour la plupart des modèles sont les suivantes:

- le module élastique E_1 du mortier,
- le module élastique E_2 des gros granulats,
- la quantité de la matrice de mortier, exprimée en terme relatif g_1 dans les modèles, fraction du volume total du composite,
- la quantité de la phase dispersée, exprimée en terme relatif g_2 dans les modèles, fraction du volume total du composite.

On a la relation suivante: $g_1 + g_2 = 1$.

Les deux composantes du matériau composite seront schématisées comme suit:



Dans beaucoup de cas, aucune base ne permet de justifier la supériorité relative d'un modèle sur un autre. Pour notre étude, il importe que le modèle et les hypothèses qui lui sont associées présentent une pertinence physique par rapport aux résultats expérimentaux. Nous nous limiterons aux modèles de matériaux diphasiques. Il est à noter cependant que des modèles de matériaux polyphasés ont été développés. Pour trois composants (POPOVICS et ERDEY, 1970), par exemple, le calcul se complique mais peut être simplifié par l'emploi de diagrammes triangulaires. Une fois établi, un système linéaire des valeurs E constantes, le module d'élasticité composite pour n'importe quelle composition que ce soit des 3 phases peut être lu directement sur un diagramme ou, inversement, la totalité des combinaisons possibles de composants pour une valeur donnée de E composite, même avec des limites de tolérance et des conditions subsidiaires.

b. Modèle de LA RUE

De toutes les études diverses de l'effet des modules des composants sur le module élastique du composite, l'une des plus intéressantes est celle effectuée par LA RUE (1946). L'auteur rapporte les résultats obtenus sur des bétons confectionnés avec quatre granulats, tous des calcaires. Il conclut que les granulats ont un effet décisif sur les propriétés élastiques du béton et que la relation $E_c = f(E_1, E_2)$ n'est pas une fonction linéaire mais plutôt une équation de type exponentielle

$$E_c = k E_1 \left(1 - p e^{-a E_2} \right) \quad (3.2)$$

avec k , p et a étant des constantes empiriques

p et a sont des paramètres dépendant de la nature des granulats et de la liaison pâte-granulat. Il est à noter également que LA RUE démontra aussi, dans ces travaux, qu'il n'y a pas de corrélation entre la résistance à la compression et le module élastique des bétons.

c. Modèles stratifiés de HANSEN

PAUL (1960) utilisa le théorème de l'énergie potentielle minimum pour montrer que, dans le cas où les coefficients de Poisson des deux phases et du composite sont égaux, la limite supérieure du module élastique du matériau composite est donnée par:

$$E_c \leq E_1 g_1 + E_2 g_2$$

En utilisant le théorème du travail minimum, il trouva que la limite inférieure du module de Young du matériau composite est donnée par:

$$E_c \geq \frac{1}{\frac{g_1}{E_1} + \frac{g_2}{E_2}}$$

Ces deux équations ont été dérivées par HANSEN (1960) quand il étudia deux modèles stratifiés du béton.

1. Modèle de VOIGT

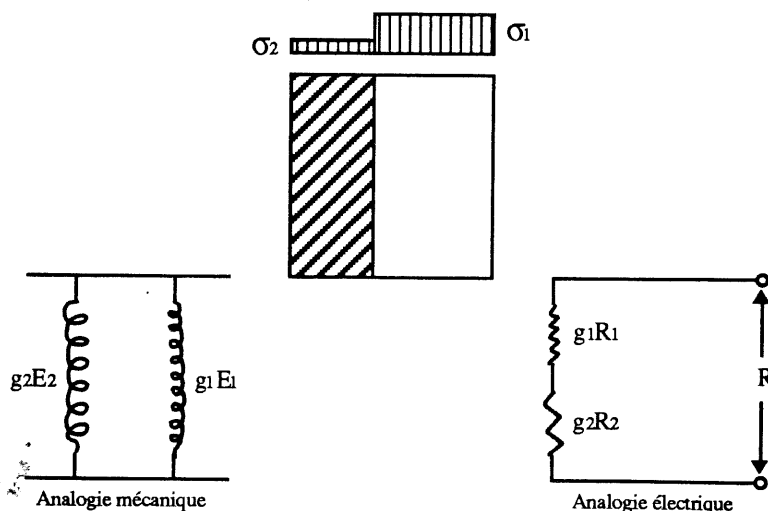


Figure 3.3 - Distribution de contraintes pour le modèle de VOIGT

VOIGT a formulé l'hypothèse que le tenseur des déformations est en tout point uniforme

$$\epsilon_c = \epsilon_1 = \epsilon_2$$

et

$$\sigma_c = \sigma_1 g_1 + \sigma_2 g_2$$

d'où

$$E_c \epsilon_c = E_1 \epsilon_1 g_1 + E_2 \epsilon_2 g_2$$

soit

$$E_c = E_1 g_1 + E_2 g_2 \quad (3.3)$$

Ce modèle conduit à la moyenne arithmétique des modules de déformations. Les analogies mécanique et électrique correspondent respectivement à des ressorts connectés en parallèle et à des résistances ohmiques connectées en série. Ce système représente des granulats à structure flexible inclus dans un mortier rigide ($E_2 < E_1$).

En recalculant les valeurs obtenues par DANTU (1958), HANSEN a confirmé cette équation.

2. Modèle de REUSS

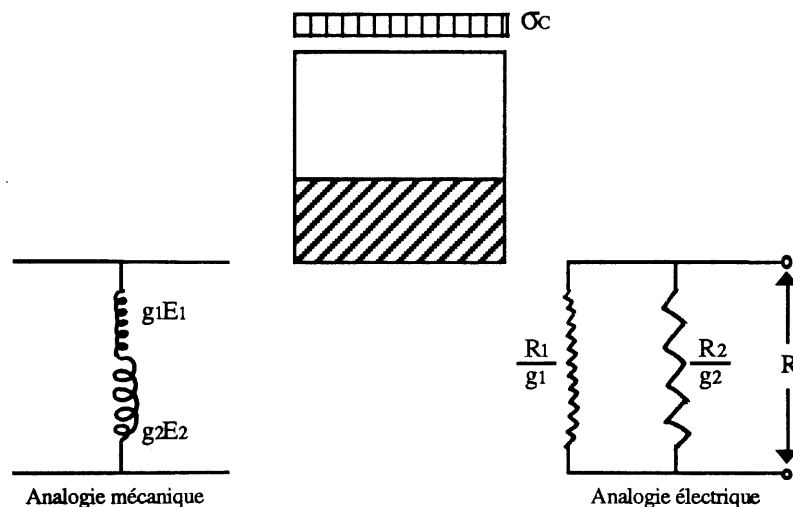


Figure 3.4 - Distribution de contraintes pour le modèle de REUSS

Dans le modèle de REUSS, on admet que le tenseur des contraintes est, en tout point, uniforme:

$$\sigma_c = \sigma_1 = \sigma_2$$

et

$$\epsilon_c = \epsilon_1 g_1 + \epsilon_2 g_2$$

d'où

$$\frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_1}{E_1} g_1 + \frac{\sigma_2}{E_2} g_2$$

soit

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E_1} g_1 + \frac{1}{E_2} g_2 \quad (3.4)$$

Ce modèle conduit à la moyenne harmonique des modules de déformations. Les analogies mécanique et électrique correspondent respectivement à des ressorts connectés en série et à des résistances ohmiques connectées en parallèle. Ce système correspond à celui de granulats très durs incorporés dans un mortier maléable ($E_2 > E_1$).

d. Modèle de HASHIN

HASHIN (1962) considéra le matériau diphasique où les granulats de forme sphérique sont distribués aléatoirement dans la matrice de mortier. Il trouva une équation reliant le module de gonflement K_c du composite aux modules de gonflement K_1 et K_2 et aux fractions volumiques g_1 et g_2 des deux phases.

$$\frac{K_c}{K_1} = 1 + \frac{3(1 - \nu_1) \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) g_2}{2(1 - 2\nu_1) + (1 + \nu_1) \left[\frac{K_2}{K_1} - \left(\frac{K_2}{K_1} - 1 \right) g_2 \right]}$$

En exploitant la relation:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

on trouve:

$$E_c = \left[\frac{(E_1 + E_2) + (E_2 - E_1) g_2}{(E_1 + E_2) - (E_2 - E_1) g_2} \right] E_1 \quad (3.5)$$

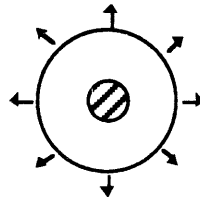


Figure 3.5 - Modèle de HASHIN

e. Modèle de HIRSH et DOUGILL (1962)

La méthode combine les modèles de VOIGT et de REUSS. La forme mathématique correspond à la moyenne harmonique des modules obtenus à partir de VOIGT et de REUSS.

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{E_{c_{VOIGT}}} + \frac{1}{E_{c_{REUSS}}} \right)$$

soit

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{g_1 E_1 + g_2 E_2} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{g_1}{E_1} + \frac{g_2}{E_2} \right) \quad (3.6)$$

Ce système correspond à des bétons où la matrice est plus déformable que la phase dispersée (composite mou). Les analogies mécanique et électrique correspondantes sont schématisées à la figure 3.6 .

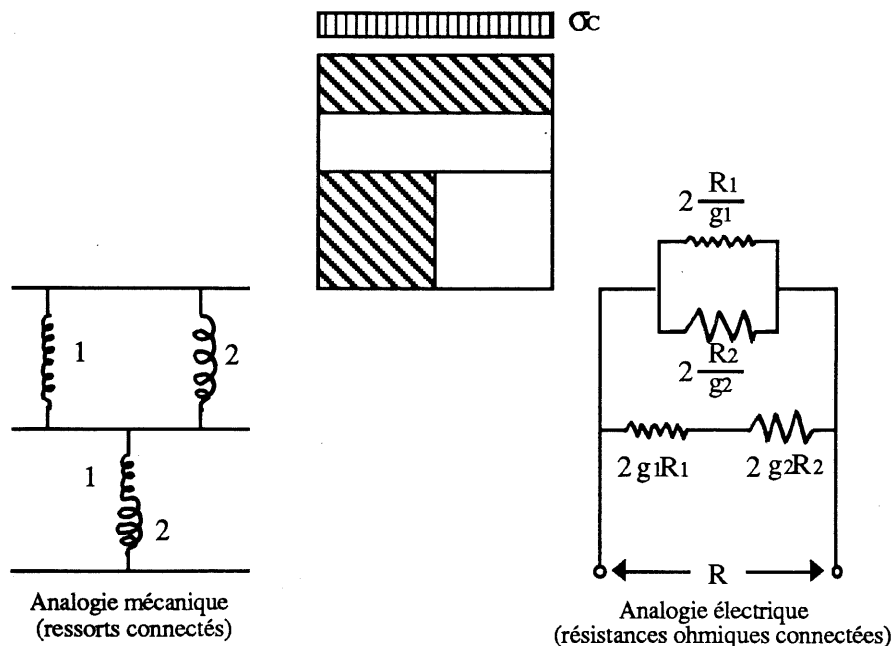


Figure 3.6 - Distribution des contraintes pour le modèle de HIRSH et DOUGILL

f. Modèle de COUNTO (1964)

Si nous assimilons le granulat à un prisme (ou cylindre) placé au centre d'un prisme (ou cylindre) de béton, les 2 prismes (ou cylindres) ayant le même rapport h/A (hauteur/section transversale), on peut montrer que:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1 - \sqrt{g_2}}{E_1} + \frac{1}{\left(\frac{1 - \sqrt{g_2}}{\sqrt{g_2}} \right) E_1 + E_2} \quad (3.7)$$

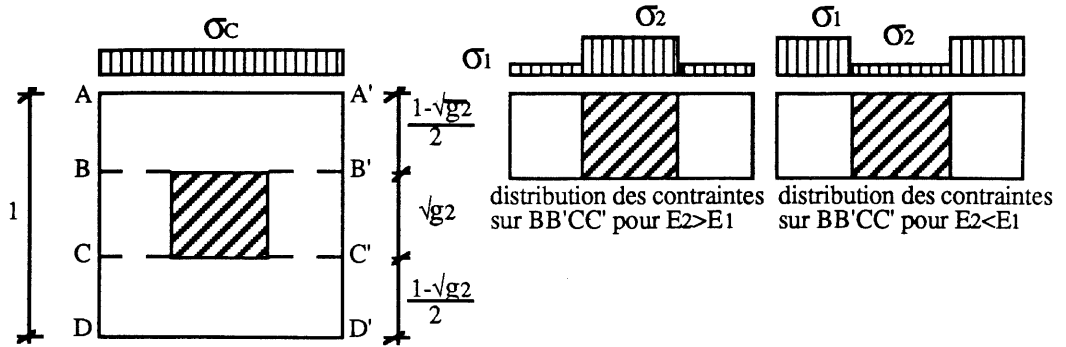


Figure 3.7 - Distribution des contraintes pour le modèle de COUNTO

En effet, on a les relations suivantes:

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (1)$$

$$\epsilon_{1-2} = \frac{\sigma_c}{E_{1-2}} \quad (2)$$

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_c}{E_1} \text{ l'indice 1-2 correspond à la section BB'CC'} \quad (3)$$

$$\epsilon_1 (1 - \sqrt{g_2}) + \epsilon_{12} \sqrt{g_2} = \epsilon_c \times 1 \quad (4)$$

En remplaçant (1), (2) et (3) dans (4), on obtient:

$$\frac{\sigma_c}{E_1} (1 - \sqrt{g_2}) + \frac{\sigma_c}{E_{1-2}} \sqrt{g_2} = \frac{\sigma_c}{E_c} \times 1$$

$$\frac{1 - \sqrt{g_2}}{E_1} + \frac{\sqrt{g_2}}{E_{1-2}} = \frac{1}{E_c} \quad (5)$$

soit,

E_{1-2} peut être calculé comme suit:

$$\frac{\sigma_1}{E_1} = \frac{\sigma_2}{E_2} = \frac{\sigma_c}{E_{1-2}} \quad (6)$$

La sommation des efforts appliqués sur le granulat et sur la matrice étant égale à la force totale appliquée sur la section BB'CC', on a alors:

$$\sigma_1 (1 - \sqrt{g_2}) + \sigma_2 \sqrt{g_2} = \sigma_c \times 1 \quad (7)$$

En combinant les équations (6) et (7):

$$E_1 (1 - \sqrt{g_2}) + E_2 \sqrt{g_2} = E_{1-2} \quad (8)$$

En remplaçant (8) dans (5), on obtient:

$$\frac{1 - \sqrt{g_2}}{E_1} + \frac{\sqrt{g_2}}{E_1 (1 - \sqrt{g_2}) + E_2 \sqrt{g_2}} = \frac{1}{E_c}$$

soit,

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1 - \sqrt{g_2}}{E_1} + \frac{1}{\left(\frac{1 - \sqrt{g_2}}{\sqrt{g_2}} \right) E_1 + E_2} \quad (3.7)$$

g. Modèle de HANSEN (1965)

L'équation (3.5) relative au modèle de HASHIN a été réécrite par HANSEN en termes de module élastique et de coefficient de Poisson selon la forme suivante:

$$\frac{E_c}{1 - 2\nu_c} = \left(\frac{g_1 \frac{E_1}{1 - 2\nu_1} + \left(\frac{1 + \nu_1}{2(1 - 2\nu_1)} + g_2 \right) \frac{E_2}{1 - 2\nu_2}}{\left(1 + \frac{1 + \nu_1}{2(1 - 2\nu_1)} g_2 \right) \frac{E_1}{1 - 2\nu_1} + \left(\frac{1 + \nu_1}{2(1 - 2\nu_1)} g_1 \right) \frac{E_2}{1 - 2\nu_2}} \right) \frac{E_1}{1 - 2\nu_1} \quad (3.8)$$

où v_c , v_1 et v_2 sont respectivement les coefficients de Poisson du béton, du mortier et des granulats. La substitution de $v_c = v_1 = v_2 = 0,2$ dans l'équation (3.8) conduit au modèle de HASHIN évaluant le module élastique du matériau composite.

$$E_c = \left(\frac{g_1 E_1 + g_2 E_2}{(1 + g_2) E_1 + g_1 E_2} \right) E_1 \quad (3.9)$$

h. Modèle de BACHE et NEPPER-CHRISTENSEN

Ce modèle est simple et apparemment efficace. Par le biais d'une analyse dimensionnelle, BACHE et NEPPER-CHRISTENSEN (1968) sont arrivés à la relation suivante:

$$\begin{aligned} \frac{E_c}{E_1} &= \left(\frac{E_2}{E_1} \right)^{g_2} \\ E_c &= E_1^{g_2 - 1} E_2^{g_2} \\ \text{soit} \quad E_c &= E_1^{g_1} E_2^{g_2} \end{aligned} \quad (3.10)$$

Ce modèle composite correspond à une moyenne géométrique des déformations des composants. Il ne possède pas une simple analogie mécanique ou électrique.

i. Modèle de POPOVICS (1970)

La méthode combine les modèles de VOIGT et de REUSS. La forme mathématique correspond à la moyenne arithmétique des modules obtenus à partir des modèles de VOIGT et de REUSS.

$$\begin{aligned} E_c &= \frac{1}{2} (E_{c_{\text{VOIGT}}} + E_{c_{\text{REUSS}}}) \\ \text{soit} \quad E_c &= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{g_1/E_1 + g_2/E_2} + g_1 E_1 + g_2 E_2 \right) \end{aligned} \quad (3.11)$$

Ce système correspond à des bétons où la matrice est moins déformable que la phase dispersée (bétons légers). Les analogies mécanique et électrique correspondantes sont présentées à la figure 3.8.

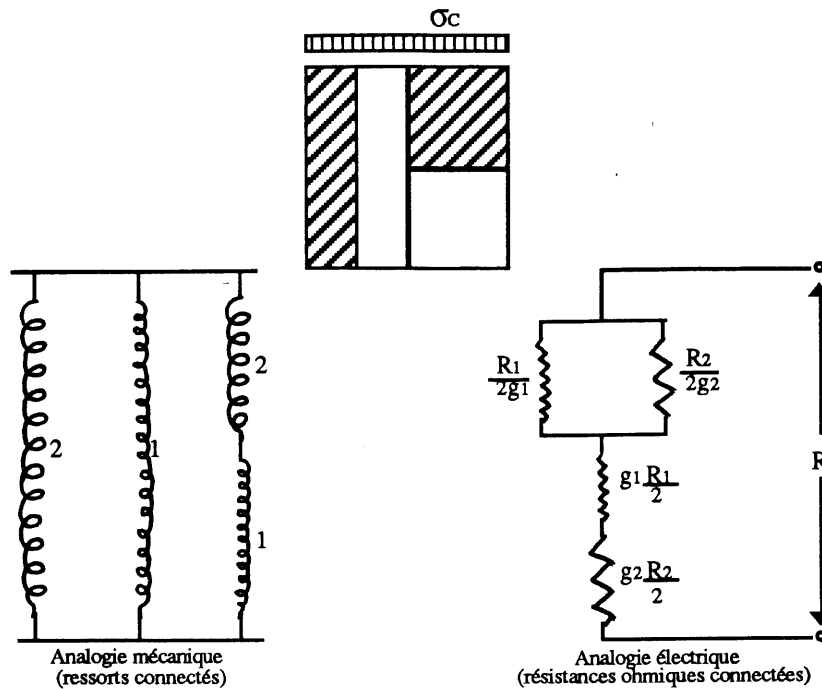


Figure 3.8 - Distribution des contraintes pour le modèle de POPOVICS

j. Modèle de TERREE, BRESSIEUX et ILLIG

La démarche entreprise correspond à une superposition ou mise côte à côte des deux modèles élémentaires de HANSEN. Il s'agit de scinder le mortier en 2 parties, l'une qui correspond aux couches minces concernées par la transmission des efforts entre les grains (auréole de transition), et l'autre qui supporte à elle seule une part de la charge axiale plus ou moins importante selon la valeur du rapport $\frac{E_2}{E_1}$.

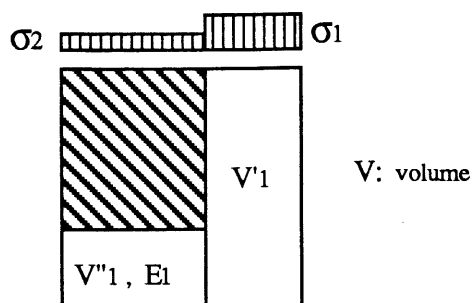


Figure 3.9 - Distribution des contraintes pour le modèle de TERREE

On peut écrire:

$$\varepsilon_c = \varepsilon'_1 = \varepsilon_2 \frac{V_2}{V_2 + V''_1} + \varepsilon''_1 \frac{V''_1}{V_2 + V''_1}$$

et

$$\sigma_c = \sigma_1 \frac{V'_1}{V} + \sigma_2 \frac{V_2 + V''_1}{V}$$

d'où

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_c}{E_c} &= \frac{\sigma_1}{E_1} = \frac{\sigma_2}{E_2} \frac{V_2}{V_2 + V''_1} + \frac{\sigma_2}{E_1} \frac{V''_1}{V_2 + V''_1} \\ &= \frac{\sigma_2}{V_2 + V''_1} \left(\frac{V_2}{E_2} + \frac{V''_1}{E_1} \right) \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \sigma_c \frac{E_1}{E_c} \frac{V'_1}{V} + \frac{\sigma_c (V_2 + V''_1)}{E_c \left(\frac{V_2}{E_2} + \frac{V''_1}{E_1} \right)} \frac{V_2 + V''_1}{V}$$

$$E_c = E_1 \frac{V'_1}{V} + \frac{(V_2 + V''_1)^2}{V \left(\frac{V_2}{E_2} + \frac{V''_1}{E_1} \right)} \frac{V_2 + V''_1}{V} \quad (3.12)$$

soit

Le rapport $\frac{V'_1}{V''_1}$ ne peut être déterminé qu'indirectement. Il dépend de la géométrie et des propriétés mécaniques de l'adhérence granulat-mortier.

3.2 Les bétons à haute performance

3.2.1 Synthèse bibliographique

L'état des connaissances actuelles sur les bétons à haute performance a été abordé d'une manière claire et concise par de LARRARD (1988). Une synthèse des publications parues a été faite. L'auteur s'est intéressé successivement aux constituants du matériau béton HP, au matériau lui-même (aspects mécaniques et physico-chimiques), et enfin à son emploi. Nous ne reviendrons

pas sur ces différents points éclaircis. Cependant, dans le cadre de notre étude, nous nous attarderons un peu plus sur l'utilisation des gros granulats, le paramètre le plus important de notre projet, et sur les caractéristiques mécaniques des bétons à haute performance.

3.2.2 Gros granulats

La résistance en compression simple, le module d'élasticité, la nature minéralogique, la forme des grains et le diamètre maximal constituent des facteurs qui interviennent directement sur les propriétés du béton, à l'état frais comme à l'état durci.

a. Le diamètre maximal

L'expérience pratique montre que c'est avec de gros granulats de 10 à 14 mm de diamètre maximal que l'on peut obtenir des bétons HP maniables. Ceci nous permet d'avoir moins de ressuage interne lors de la vibration.

b. La forme

Les grains se distinguent par leur forme. Les uns se rapprochent de la sphère ou du cube: ils sont excellents; d'autres se présentent en aiguilles ou en plaquettes: ils donnent de mauvais bétons. Les formes anguleuses sont certainement néfastes, car elles "poinçonnent" la matrice, en présence et même en l'absence de chargement. Les granulats concassés ont généralement une rugosité supérieure à celle des granulats roulés; ceci favorise l'imbrication de la pâte et du granulat, d'où une meilleure adhérence, et finalement une meilleure résistance.

c. La nature

Les résistances mécaniques des BHP dépendent de la nature des granulats (AITCIN et MEHTA, 1990) et (ALEXANDER et DAVIS, 1989). La nature minéralogique des gros granulats joue un rôle important dans les déformations des bétons car de celle-ci dépendent les valeurs du module d'élasticité et la qualité de l'adhérence. Dans les BHP, l'adhérence entre la pâte de ciment et le granulat est très intime et ainsi l'influence des déformations du granulat croît et peut devenir prépondérante. La sélection du type de granulats peut par conséquent jouer un rôle critique influençant le comportement élastique (mécanique) des bétons.

La porosité des granulats a une influence indirecte, mais réelle, sur la résistance des bétons ordinaires, en ce qu'elle peut absorber le surcroît d'eau présent à l'interface, dû au ressuage. On ne doit pas s'attendre à retrouver dans les bétons à haute performance cet aspect bénéfique de la porosité des granulats, la présence de fumée de silice supprimant pratiquement tout ressuage.

d. Le module d'élasticité

Il est préférable que le module d'élasticité du gros granulat soit aussi voisin que possible de celui du mortier. Une différence de module entre granulats et mortier crée des concentrations de contrainte dont le niveau dépend, à même chargement, du rapport de ces modules. Or la densification de la pâte de mortier contribue à diminuer les sollicitations subies par la matrice, donc à augmenter son module. Ainsi la règle serait d'utiliser un gros granulat de module d'élasticité faible, puisque très souvent les roches naturelles ont des modules d'élasticité plus élevées que celui des bétons.

e. La résistance en compression simple

La résistance intrinsèque des granulats est plus mise à contribution dans les bétons à haute performance que dans les bétons ordinaires, car très souvent on remarque que les faciès de rupture sont principalement transgranulaires, alors que dans les bétons ordinaires beaucoup de granulats sont déchaussés de leur matrice lors de la rupture. Ainsi la résistance mécanique des granulats influe sur celle du béton HP. Bien que cette résistance croisse généralement avec la raideur, des granulats "durs", c'est-à-dire résistants, donnent de très bons bétons HP, car leur module élastique varie dans des proportions moindres que leur résistance en compression.

3.2.3 Propriétés mécaniques des bétons à haute performance

Une des caractéristiques des bétons est que ces matériaux présentent des résistances en compression élevées et des résistances à la traction faibles. Une résistance en compression élevée est due principalement aux forces de liaison non métalliques au sein de la structure cristalline; ces forces sont de nature chimique et sont de loin plus grandes en magnitude que les forces de liaisons physiques. Un clivage ou une rupture en tension se produit facilement par les forces physiques, de type Van der Waals, qui sont d'un ordre de magnitude inférieur.

a. Compression simple

La résistance à la compression uniaxiale constitue le paramètre le plus communément utilisé pour caractériser le béton. Sa valeur dépend des dimensions des échantillons (LESSARD, 1990), de l'âge du béton, des conditions de mûrissement (ASSELANIS, AITCIN et MEHTA, 1989), etc. L'augmentation relative de la résistance après 28 jours d'un BHP est généralement inférieure à celle d'un béton normal ordinaire. Pour un même rapport E/C, le gain de résistance après 28 jours est inférieur pour un BHP avec fumée de silice que pour un béton sans fumée de silice (MAAGE, SMEPLASS et JOHANSEN, 1990).

b. Résistance à la traction

La résistance à la traction est une caractéristique importante pour l'analyse de la propagation de fissures. Sa valeur croît avec la résistance en compression. Cependant l'accroissement n'est pas directement proportionnel à la résistance en compression. Diverses corrélations ont été obtenues à partir des résultats d'essais brésiliens:

$$f'_t = \frac{f'_c}{5 + 0,145 f'_c} \quad (\text{BORTOLLOTTI, 1990}) \quad (3.13)$$

$$f'_t = 0,46 (f'_c)^{0,55} \quad (\text{AHMAD et SHAH, 1985}) \quad (3.14)$$

$$f'_t = 0,54 \sqrt{f'_c} \quad (\text{CARRASQUILLO et al., 1981}) \quad (3.15)$$

Il est à noter (HANNANT et al., 1973) que la dimension maximale des gros granulats peut avoir un effet important sur le rapport de la résistance au fendage sur cylindre / résistance à la traction directe qui, pour les mélanges étudiés, varie de 0,95 à 1,28 pour des cylindres de 100 mm de diamètre (pour $\phi_{\max} = 10$ mm, $k = 1,11$). Pour des cylindres de 150 mm de diamètre, le rapport varie de 1,02 à 1,11 (pour $\phi_{\max} = 10$ mm, $k = 1,10$). La cause principale de ces différences serait le système complexe de contraintes qui se situe immédiatement sous les bandes d'interposition.

c. Module d'élasticité et coefficient de Poisson

Si la seule information disponible pour un concepteur est la résistance spécifique du béton à un âge donné, on pourra toujours déduire la valeur du module d'élasticité à partir de formules reliant E'_c et f'_c . C'est ainsi que diverses relations entre le module d'élasticité et la résistance en compression simple ont été proposées. Pour le code européen du bâtiment (C.E.B., 1990):

$$E'_{c_{28d}} = 10^4 (f'_c + 8)^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (3.16)$$

Pour le code norvégien:

$$E'_c = 9500 (f'_c)^{0,3} \quad (\text{MPa}) \quad (3.17)$$

Pour CARRASQUILLO et al. (1981):

$$E'_c = 3320 \sqrt{f'_c} + 6900 \quad (\text{MPa}) \quad (3.18)$$

À la suite d'une recherche entreprise sur les mesures de la résistance en compression simple et du module d'élasticité de bétons fabriqués avec 24 différents types de granulats, utilisant un large éventail de rapport E/C, TEYCHENNE (1978) a proposé la formule suivante:

$$E'_c = \left(K_0 + 0,2 f'_{c_{28d}} \right) \left(0,4 + 0,6 \frac{f'_c}{f'_{c_{28d}}} \right) \quad (3.19)$$

K_0 : constante dépendant de la nature des granulats

Les gros granulats ont en général un module élastique supérieur que celui de la pâte de mortier. Cette non uniformité dans les propriétés élastiques entre les constituants fait que le module élastique du béton dépend des proportions du mélange, spécialement de la fraction volumique des gros granulats et de la nature de ceux-ci.

Les données expérimentales sur le coefficient de Poisson des bétons à haute performance sont restreintes. Cependant, selon l'expérience américaine (AHMAD et SHAH, 1988), le coefficient de Poisson serait de l'ordre de 0,18 à 0,24, dépendamment du niveau de contrainte. La nature des granulats aurait un effet significatif sur la valeur du coefficient de Poisson. Une relation (ANSON et NEWMAN, 1966) entre le coefficient de Poisson statique en compression simple du béton et la fraction volumique des granulats g_2 est approximée par:

$$\nu_c = 0,28 (1 - g_2)^{0,6} \quad (3.20)$$

3.3 Comportement des roches

Tout l'effort de la mécanique des roches consiste à retrouver des lois de comportement générales parmi la multitude de comportements individuels qui sont mis en évidence chaque fois qu'une roche est étudiée. Nous commencerons par décrire diverses techniques expérimentales en retenant les enseignements qu'elles peuvent nous apporter sur le plan de la compréhension des mécanismes de déformation et de rupture. Cette identification au laboratoire nous permettra évidemment de recueillir les valeurs numériques d'un certain nombre de paramètres, tels que résistance à la compression, à la traction, module d'élasticité, coefficient de Poisson, indice de densité relative, porosité, etc... Le comportement des roches est ensuite analysé à la lumière de ces divers essais expérimentaux en particulier celui de la résistance en compression simple. Enfin, nous décrirons les effets de certains mécanismes élémentaires (porosité, présence d'eau

interstitielle, échelle des échantillons, anisotropie, conditionnement, etc...) sur le comportement global des roches.

3.3.1 Identification au laboratoire

a. Sélection des échantillons

Le programme d'échantillonnage doit être conçu en partant du principe qu'une roche est hétérogène et anisotrope. Les échantillons sont choisis aléatoirement afin qu'ils soient représentatifs du massif rocheux. En somme, il ne faut pas biaiser l'échantillonnage car ce qu'on teste en fait, ce sont les défauts. Le prélèvement s'effectuera selon trois directions perpendiculaires en tenant compte des plans structuraux s'ils existent (figure 3.10).

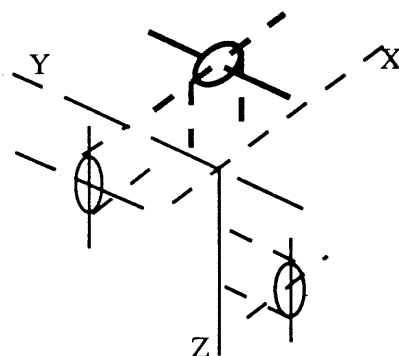


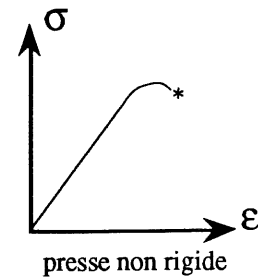
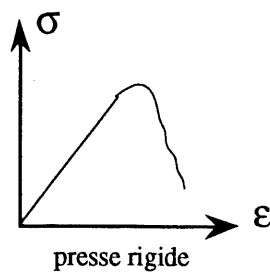
Figure 3.10 - Prélèvement d'échantillons de roche orientés

b. Caractéristiques physiques

Elles sont très importantes pour classer les roches, pour contrôler l'homogénéité d'une population. Ce sont des relations volumiques (indice des vides, porosité), des relations pondérales (indice de densité relative, teneur en eau, degré de saturation) ou autres paramètres indiciaires (perméabilité, conductivité sonique, conductivité électrique).

c. Caractéristiques mécaniques

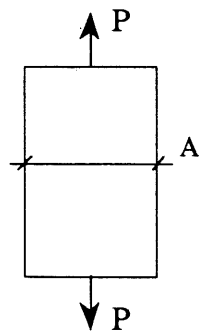
Il est à noter, à priori, que le choix de la presse a une incidence sur le comportement, sur les essais mêmes. La rigidité de la presse est importante (DUFFAUT et al. 1970). À l'aide d'une machine d'essai asservie (presse MTS par exemple), il est possible de contrôler et d'étudier la propagation de la rupture dans la phase post-maximum. Une presse rigide permettrait de limiter l'énergie transmise à l'éprouvette d'essai à la quantité minimale requise pour faire progresser la rupture.



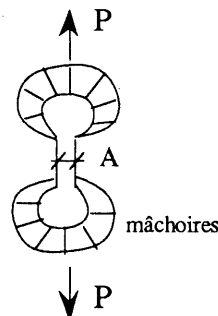
On peut opérer, soit à taux de chargement constant, soit à taux de déformation constant. Le déroulement de l'essai doit ainsi être spécifié car il peut avoir une incidence sur certaines propriétés mécaniques. Dans la suite, nous nous limiterons à une description brève des essais mécaniques ayant fait l'objet de l'étude expérimentale.

1. Résistance à la traction T_0

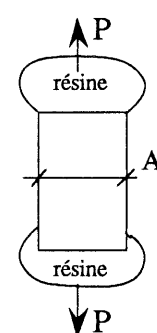
L'essai de traction pure est difficile à réaliser. La technique de l'osselet ou le scellement de la roche dans une résine sont également peu utilisés en raison des problèmes de machinage entre autres.



Traction pure



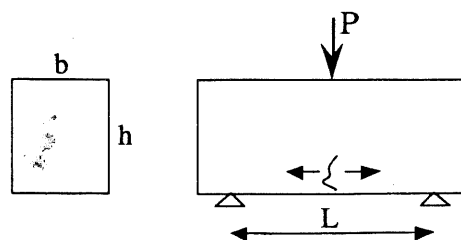
Technique de l'osselet



Scellement dans une résine

$$T_0 = P/A$$

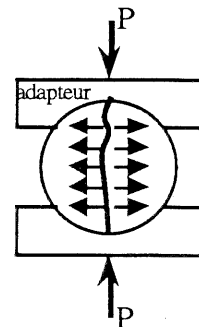
L'essai de flexion pure est peu recommandé car il présente un désavantage majeur: on teste simplement la fibre inférieure qui pourrait être fissurée ou mal usinée.



Flexion pure

$$T_0 = \frac{MC}{I} = \frac{3}{2} \frac{PL}{bh^2}$$

L'essai de fendage ou essai brésilien constitue l'essai le plus fréquent. Il s'effectue sur des disques d'éclatement $\frac{h}{D} = 0,5$, sur une presse conventionnelle. sous l'effet du plateau, la rupture se fait en compression.



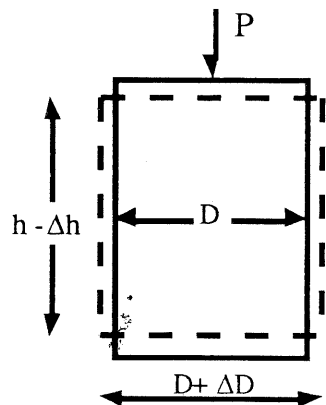
$$T_0 = \frac{2P}{\pi D h}$$

Essai de fendage

Le volume restreint de l'échantillon (donc assez homogène) constitue un des avantages de cet essai. Cependant, la surface d'appui n'est pas négligeable et la présence d'une hétérogénéité de la roche peut influencer beaucoup sur le résultat. Pour y remédier, il faut faire un grand nombre d'essais (5 à 8)

2. Essai de compression simple

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de calibre NX ($D = 52 \text{ mm}$) d'éclatement $\frac{h}{D} = 2$. À partir de cet essai, on peut déduire les valeurs de la résistance en compression C_0 , du module d'élasticité E_0 et du coefficient de Poisson ν_0 (rapport du gonflement relatif dans le sens transversal sur l'allongement relatif dans le sens de l'effort).



$$C_0 = \frac{4P}{\pi D^2}$$

$$E_0 = \frac{4P}{\pi D^2} \frac{h}{\Delta h}$$

$$\nu_0 = \frac{\Delta D}{D} \frac{h}{\Delta h}$$

Compression simple

3.3.2 Caractéristiques rhéologiques des roches en compression simple

Pour un essai de compression uniaxiale, les diagrammes contrainte-déformation obtenus pour différentes roches peuvent être classés selon les trois catégories suivantes (figure 3.11):

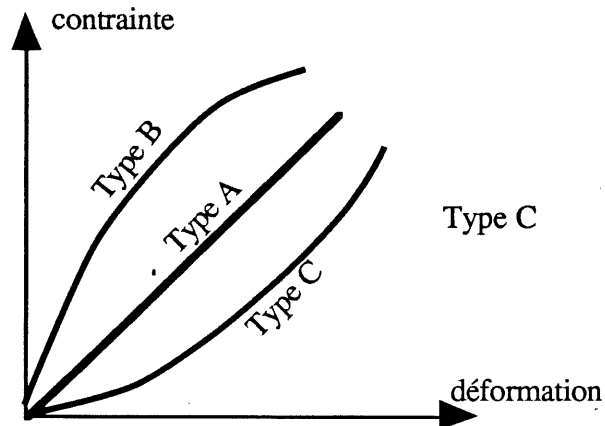


Figure 3.11 - Diagrammes contrainte-déformation idéalisés

- a) type A (courbe linéaire): la valeur du module élastique est constante jusqu'au point de rupture
- b) type B (courbe convexe du côté de l'axe des contraintes): la valeur du module élastique est élevée au début du chargement et décroît continuellement par la suite
- c) type C (courbe convexe du côté de l'axe des déformations): la valeur du module élastique croît au fur et à mesure que l'on charge.

Lors des cycles statiques charge-décharge (à moins de 50% de la charge de rupture), on retrouve ces trois catégories dans la forme des boucles d'hystérésis enregistrées. Dans le cas des roches, NISHIMATSU et HEROESEWOJO (1974) ont proposé une classification de la forme des boucles d'hystérésis en trois familles correspondant à trois comportements rhéologiques. Deux de ces comportements rhéologiques peuvent être représentés par des modèles plus ou moins compliqués formés de l'assemblage en série ou en parallèle d'éléments simples tels que ressort et amortisseur.

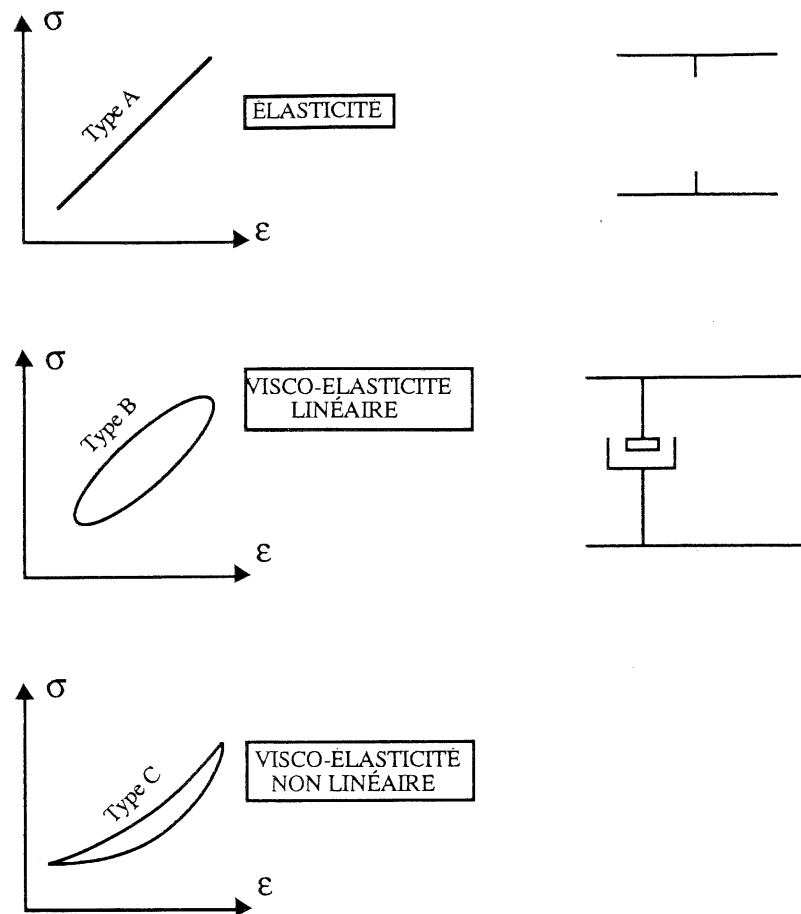


Figure 3.12 - Schématisation des trois familles de boucles d'hystérésis

Les boucles quasi-linéaires (type A) caractérisent un comportement élastique, celles de forme elliptique (type B) un comportement visco-élastique linéaire, et celles en croissant (type C) un comportement visco-élastique non linéaire. Des boucles de type A ont été observées sur un calcaire dolomitique (AL-JASSAR et HAWKINS, 1979) et sur un granite (NISHIMATSU et HEROESEWOJO, 1974). Un comportement visco-élastique linéaire a été observé sur un calcaire impur (EL-JASSAR et HAWKINS, 1979) et sur un marbre (HOMAND-ETIENNE, MORA et HOUPERT, 1976). Des boucles de la famille C ont été observées sur des grés siliceux (AL-JASSAR et HAWKINS, 1979), (MORGENSTERN et PHUKAN, 1966) et sur une andésite (NISHIMATSU et HEROESEWOJO, 1974).

HOUPERT (1979) a étudié l'influence des caractéristiques des roches sur le développement et la progression de la rupture. La courbure de la plupart des roches est en fait une combinaison des courbures idéalisées (figures 3.11 et 3.12) que nous venons de décrire.

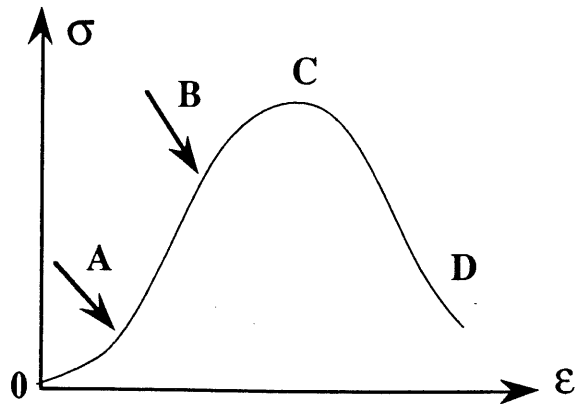


Figure 3.13 - Courbe contrainte-déformation complète

On distingue 4 régions distinctes:

- la région 0A correspondant à un comportement de type C. Il y a une refermeture des microfissures, surtout celles qui sont normales à la direction de compression.
- la région AB correspondant à un comportement de type A. La déformation y est élastique et linéaire. Ce sont deux régions élastiques avec de faibles déformations résiduelles à la décharge. Le chargement dans cette zone ne produit pratiquement aucun changement notable dans la structure de la roche sauf après un certain nombre de cycles de chargement.
- la région BC correspondant à un comportement de type B. Il y a un accroissement stable des fissures. Le point C correspond à la contrainte maximale supportée par l'éprouvette. Une décharge à n'importe quel point situé entre B et C produit toujours une déformation permanente.
- la région CD correspond à un amorçage d'une propagation instable de fissures à partir d'un point proche de C. Le point D représente un état très avancé de défauts dans le matériau où la résistance présentée par l'éprouvette est essentiellement due à la friction entre les portions fissurées du spécimen. La rupture se fait alors suivant des plans parallèles à la direction de compression ou en cisaillement (suivant une surface oblique à la direction de compression). La phase CD caractérise le comportement fragile du matériau et le degré de fragilité de ce dernier peut être défini par la pente moyenne de la courbe CD.

Nous résumons dans le tableau 3.1 les différentes phases de la courbe $\sigma - \epsilon$ et les facteurs intrinsèques du matériau qui y interviennent.

TABLEAU 3.1 - PHASES DE LA COURBE σ - ϵ : FACTEURS INTRINSÈQUES DU MATÉRIAU

Région	Type de comportement	Facteurs intrinsèques
OA	C Phase de serrage	espaces vides
AB	A Phase linéaire	espaces vides nature minéralogique du matériau fissures
BC	B Phase non linéaire	structure (texture, fissures, espaces vides)
CD	Phase de perte de résistance	structure

3.3.3 Effets de mécanismes élémentaires

a) Porosité, pores et fissures

Les roches montrent des porosités plus ou moins grandes. La porosité des roches résulte d'interstices de différentes sources: les pores de forme granulaire et les fissures de forme aplatie. Les roches sédimentaires présentent les plus grandes porosités; les roches ignées et métamorphiques sont parmi les roches les moins poreuses et les interstices qu'on y retrouve sont surtout des fissures contrairement aux roches sédimentaires. Le nombre et les dimensions des pores sont extrêmement importants. À diamètre égal de pores, les matériaux les moins poreux sont les plus résistants. Une étude (DESSENE et GALY, 1969) avait mis en évidence, outre l'anisotropie, l'influence de la porosité n sur la résistance à la compression C_0 par la loi linéaire:

$$C_0 = 80 - 180 n \quad C_0 \text{ en MPa} \quad (1)$$

Une autre étude entreprise sur des grès et des calcaires (DUFFAUT et al., 1979) a montré que la porosité jouait un rôle essentiel. La forme de l'influence n'est pas linéaire, mais amortie, justifiant des liaisons de la forme:

$$C_0 = \alpha_1 e^{-\beta_1 n} \quad C_0 \text{ en MPa} \quad (2)$$

$$E_0 = \alpha_2 e^{-\beta_2 n} \quad E_0 \text{ en GPa} \quad (3)$$

Les résultats d'une série d'essais (MORGENSTERN et PHUKAN, 1966) menés pour examiner la non linéarité d'un grès relativement homogène, ont montré que le degré de non linéarité variait avec la porosité tout comme l'énergie dissipée sous chargement cyclique.

En conséquence, de nombreux auteurs recommandent formellement de commencer la description d'une roche par celle de ses vides et de donner comme première caractéristique physique la valeur de la porosité.

Les fissures, elles, sont des lacunes distribuées au hasard; leur forme générale est très aplatie et leur volume est faible, mais non nul; sous l'effet des contraintes elles se referment progressivement.

Mesurer la fissuration constitue un concept difficile englobant des aspects très distincts: morphologie, orientation, intensité, hétérogénéité. Cependant, certains paramètres de mesure de second ordre peuvent être considérés comme des mesures indirectes de la fissuration.

Une courbe de compressibilité (figure 3.14) permet de définir un volume initial de fissures η_0 .

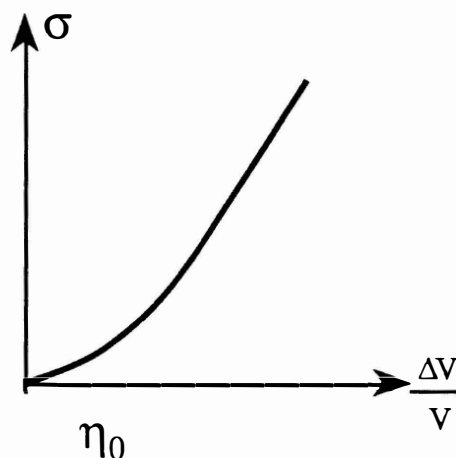


Figure 3.14 - Mesure de la porosité de fissures

Le changement de volume unitaire $\frac{\Delta V}{V}$ peut être calculé avec l'expression simplifiée développée par BRANDTZAEG (1929).

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_{\text{longitudinal}} - 2 \epsilon_{\text{transversal}} \quad (4)$$

On retrouve d'ailleurs des formes analogues à celle de la figure 3.14 avec les courbes contrainte-déformation longitudinale; la non-linéarité est parfois appelée serrage. Le début du serrage est caractérisé par un coefficient de Poisson statique faible, voire même nul.

La mesure de la dispersion des essais mécaniques sur échantillons par le biais du coefficient de variation C.V. peut être un paramètre quantitatif assimilé à une mesure du degré de fissuration. Plus le coefficient de variation (rapport de l'écart-type des échantillons sur la moyenne) est élevé, plus les essais sont dispersés, plus la fissuration est intense et hétérogène.

b) Mode de conditionnement

Dans tous les essais en mécanique des roches, le conditionnement des échantillons (état, température, saturation, chimisme du fluide,...) constitue un paramètre d'une grande importance.

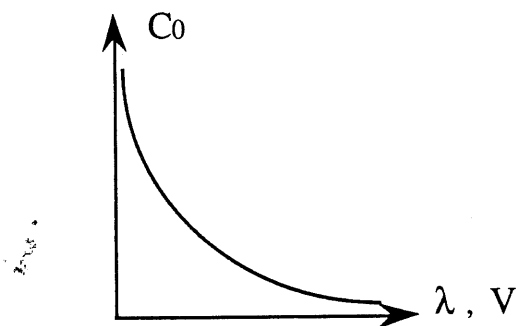
La résistance ultime en compression simple et le module de déformation de la majorité des roches augmentent lorsque la température décroît (HOUPERT, 1979).

L'énergie spécifique de surface de la roche est plus faible en présence d'eau qu'en présence d'air, ce qui se traduit par une résistance à la traction plus faible pour des roches saturées d'eau (BALLIVY et DAYRE, 1984). L'énergie libre de surface sera moins réduite avec de l'eau de mer (35% de NaCl) qu'avec de l'eau distillée et on observera alors des résistances à la compression plus élevées (BALLIVY, LADAYNI et GILL, 1976 ET 1978).

Pour les roches poreuses, le module d'élasticité diminue lors de la saturation, contrairement à ce que l'on observe sur le béton.

c) Effet d'échelle

Pour les roches et pour tous les matériaux en général, la résistance à la rupture dépend dans une large mesure de la forme et des dimensions des éprouvettes d'essais. Au point de vue de la géométrie des éprouvettes, ce sont l'élancement λ (rapport hauteur sur diamètre) et le volume V (effet d'échelle) qui influencent la résistance à la rupture.



Sur les roches, on constate non seulement une dispersion des essais mais aussi une variation des valeurs mesurées avec le volume de l'échantillon sollicité; c'est l'effet d'échelle. Il y a superposition de deux effets:

- un effet purement statistique: plus l'échantillon est volumineux, plus la probabilité de rencontrer des éléments faibles est importante;
- un effet énergétique: l'énergie accumulée dans l'échantillon croît avec son volume et tend à accélérer les mécanismes de propagation des fissures.

Les théories statistiques de la rupture permettent d'établir des relations entre la résistance C d'une éprouvette et son volume V . La relation la plus appropriée est donnée par la théorie de la rupture de WEIBULL:

$$\frac{C}{C_0} = \left(\frac{V}{V_0} \right)^{-\frac{1}{m}}$$

m , C_0 et V_0 désignant des constantes.

d) Minéralogie

Il est bien connu que le module de déformation est fonction de la fissuration et des espaces vides du matériau; il dépend également de la nature minéralogique des grains de la roche, la minéralogie étant le facteur essentiel dont dépendraient les propriétés élastiques de la roche en l'absence de discontinuités. Ainsi, dans les roches à très haute performance, si les fissures sont suffisamment rares, la nature des minéraux peut devenir un facteur important. Des corrélations ont été établies (LE BERRE, 1975) entre la résistance et la teneur en quartz et autres minéraux très durs. Il s'agit toutefois de roches exceptionnelles.

L'hétérogénéité minéralogique joue manifestement un rôle primordial (PÉRAMI, FARRAN et CAPDECOMME, 1966). Les minéraux qui se contractent le plus sous l'effet de variations de conditions physiques, tendent à laisser un vide dans leur enveloppe formée par les autres minéraux. Cela implique qu'ils puissent se détacher de cette enveloppe en se fracturant eux-mêmes, en fracturant les minéraux voisins, ou en ouvrant des fractures préexistantes.

CHAPITRE 4

NORMES - MATÉRIAUX UTILISÉS - PROCESSUS EXPÉRIMENTAUX

4.1 Introduction

Le présent chapitre décrit les normes et les matériaux utilisés, les processus expérimentaux et les modalités d'exploitation des résultats.

La méthode de composition retenue pour les bétons a permis d'obtenir, lors des essais de laboratoire, un matériau qui présente de bonnes caractéristiques mécaniques. Les moyens de contrôle utilisés lors de la mise en place et les essais sur bétons durcis décrits dans ce chapitre sont effectués, lorsqu'elles existent, selon les normes nord-américaines en vigueur. Certains processus expérimentaux, moins connus ou originaux, sont également décrits.

4.2 Normes

Toutes les manipulations de laboratoire ainsi que les essais sur le béton frais et durci ont été exécutés selon les spécifications des normes correspondantes. Par ordre de fréquence, les normes utilisées sont :

- Les normes canadiennes ACNOR :
 - CAN3-A23.1-M77 *Bétons - Constituants et exécution des travaux*
 - CAN3-A23.2-M77 *Essais concernant le béton*
- La norme ASTM C469-065, 1975 *Standard Method of Test for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*.

4.3 Matériaux utilisés

4.3.1 Ciment

Tous les mélanges ont été réalisés en utilisant le ciment type 30 (ASTM III) fabriqué au Québec. Il a été montré que ce type de ciment est très performant pour les bétons à haute résistance, [BÉDARD et AITCIN, 1983]. Le type 30 est préféré dans les constructions où de très hautes résistances initiales sont requises.

L'analyse chimique et la composition de Bogue du ciment utilisé sont présentées dans le tableau 4.1.

Tout au long du projet, les sacs de ciment utilisés provenaient de la même séquence de production. Ainsi la qualité du ciment constitue une constante au niveau des paramètres d'étude.

TABLEAU 4.1 - ANALYSE CHIMIQUE ET COMPOSITION DE BOGUE
DU CIMENT UTILISÉ

Type 30	
Oxydes	% massique
SiO ₂	21,4
Al ₂ O ₃	4,3
Fe ₂ O ₃	1,8
CaO	63,3
MgO	2,9
SO ₃	3,1
K ₂ O	0,75
Na ₂ O	0,35
TiO ₂	0,18
SrO	0,44
Mn ₂ O ₃	0,05
P ₂ O ₅	0,14
P.F. *	1,18

Composition de Bogue (%)	
C ₃ S	55
C ₂ S	20
C ₃ A	8,3
C ₄ AF	5,4

* perte au feu

4.3.2 Fumée de silice

Une fumée de silice non densifiée, produite au Québec, a été ajoutée au béton. La fumée de silice est un sous-produit de la fabrication du silicium ou de différents alliages de ferrosilicium.

Dans les tableaux 4.2 et 4.3, on retrouve la composition chimique et les caractéristiques physiques de la fumée de silice utilisée [PINSONNEAULT, 1983]. La composition chimique est exprimée en pourcentage massique des principaux oxydes. Avec une très grande finesse, 17 500 m²/kg (B.E.T.), la fumée de silice a une haute teneur en silice (SiO₂ = 93,6%), une faible teneur en alcalis (Na₂O + K₂O = 1,4%) et en carbone (C = 1,9%). La perte au feu est également très

faible, P.A.F. = 2,8%. Des valeurs similaires ont été relevées dans diverses publications [AITCIN et PINSONNEAULT, 1981],[MALE, 1989].

Pour éviter tout phénomène d'agglomération dû à l'humidité de l'air, on a pris la précaution d'entreposer la fumée de silice dans des barils hermétiquement fermés.

TABEAU 4.2 - CARACTÉRISTIQUES CHIMIQUES DE LA FUMÉE DE SILICE

Oxydes	% massique
SiO ₂	93,6
Al ₂ O ₃	0,3
Fe ₂ O ₃	0,5
CaO	0,3
MgO	0,5
Na ₂ O + K ₂ O	1,4
Carbone	1,9
P.F.	2,8

TABEAU 4.3 - CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DE LA FUMÉE DE SILICE

Couleur	bleu - gris
Densité	2,22
Masse volumique (kg / m ³)	280 (vrac) 330 (compactée)
Granulométrie	0,1 à 2 µm
Diamètre moyen	0,18 µm
Surface spécifique (théorique)	20 250 m ² / kg
Surface spécifique (B.E.T.)	17 500 m ² / kg

4.3.3 Granulat fin

Pour la fabrication des bétons, on a utilisé un sable naturel provenant de St-Hyppolyte, au nord de Montréal. Il s'agit d'un sable siliceux utilisé couramment dans les bétons à haute performance à l'Université de Sherbrooke. La distribution granulométrique de ce sable naturel est présentée dans le tableau 4.4. On peut voir que ce sable naturel est compris à l'intérieur des limites granulométriques du fuseau normalisé pour les sables à béton (CAN3-A23.1-M77). On remarque également que la fraction supérieure à 5 mm est nulle, d'ailleurs cette fraction est en général jugée peu propice à la fabrication des bétons à haute résistance. Les caractéristiques physiques du sable sont présentées dans le tableau 4.5. On peut remarquer que le module de finesse est un peu fin (2,4), puisque dans la littérature on recommande plutôt des sables grossiers (3 à 3,2). Mais c'est le seul module de finesse que la compagnie était capable de fournir.

Afin d'éviter toute contamination avec les agents extérieurs, le sable a été entreposé dans des barils couverts.

TABLEAU 4.4 - DISTRIBUTION GRANULOMÉTRIQUE DU GRANULAT FIN UTILISÉ

Ouverture du tamis	Tamisé (%)	Fuseau normalisé
5 mm	100	100 - 94
2,5 mm	97	100 - 80
1,25 mm	75	90 - 50
630 µm	52	66 - 24
315 µm	29	34 - 10
160 µm	11	10 - 2
80 µm	2	--
Module de finesse	2,4	

TABLEAU 4.5 - CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DU GRANULAT FIN UTILISÉ

Sable	
Densité d _{ss}	2,68
Absorption , %	1,1
Module de finesse	2,4

4.3.4 Gros granulats

Sept différents gros granulats ont été utilisés dont les roches mères respectives proviennent toutes de carrières de roches massives. La nature et l'origine des différents gros granulats utilisés sont présentées dans le tableau 4.6.

TABLEAU 4.6 - NATURE ET ORIGINE DES DIFFÉRENTS GROS GRANULATS UTILISÉS

Codification	Nature du roc exploité	Origine
R C 1	Calcaire métamorphique	Sherbrooke
R C 2	Calcaire dolomitique	Ste-Scholastique
R G 1	Grés à ciment siliceux	St-Canut
R G 2	Grés à ciment silico-calcaire	St-Canut
R G 3	Granite	Ste-Sophie
R Q 1	Quartz	Bécancour
R Q 2	Quartzite	St-Donat

Les motivations qui ont guidé le choix des roches retenues pour cette étude sont à la fois d'ordre géographique (l'essentiel des gisements étant situé dans la région montréalaise), d'ordre économique et d'ordre technique.

Les sept roches se distinguent entre elles, entre autres, par leurs caractéristiques mécaniques et physiques, leur nature minéralogique et leur structure (dimension et arrangement des grains entre

eux). Les granulats utilisés ont ainsi fait l'objet d'essais mécaniques et physiques, d'une analyse chimique et d'une analyse pétrographique sur lames minces au microscope optique.

a) État de surface des grains - Entreposage

L'adhérence de la pâte de ciment au gros granulat dépend de la forme de celui-ci, de sa porosité, de la nature de la roche constituante et surtout de son état de surface. La surface du gros granulat doit être propre. Ainsi, on a procédé, après l'opération de tamisage, à l'élimination des poussières, d'éléments fins et des matières organiques des gros granulats par lavage. Le lavage s'est effectué à l'eau pure. Les gros granulats sont alors étalés et séchés à l'air. Ensuite, ils ont été conservés dans des barils préalablement identifiés.

b) Propriétés physiques des gros granulats

Tous les gros granulats utilisés ont fait l'objet d'essais physiques présentés dans le tableau 4.7. Les propriétés usuelles des gros granulats (densité SSS (d_{SSS}), absorption (abs)) ont été déterminées à partir des relations suivantes :

$$d_{SSS} = \frac{(B)}{(B) - (C)}$$

$$abs (\%) = \frac{(B) - (A)}{(A)} \times 100$$

où

(A)	:	Masse dans l'air de l'échantillon séché au four
(B)	:	Masse dans l'air de l'échantillon SSS
(C)	:	Masse de l'échantillon SSS dans l'eau

La porosité n du granulat, exprimée en %, est le rapport du volume des vides contenus dans les grains au volume absolu des grains. Pratiquement, on détermine la porosité en multipliant par 100 la différence entre les masses volumiques des grains à l'état saturé sous vide et à l'état sec :

$$n (\%) = \frac{(B) - (A)}{(B) - (C)} \times 100$$

En parallèle, on a procédé à la méthode par immersion pour déterminer la porosité des roches. Cette méthode rudimentaire consiste à placer un échantillon de roche de calibre NX au four et à le peser périodiquement jusqu'à ce qu'il ait une masse constante. Puis, on l'immerge dans de l'eau distillée, sous vide, et on le pèse périodiquement jusqu'à ce qu'il ait à nouveau une masse

constante . La différence entre les masses constantes à l'état sec et immergé représente l'eau qui remplit théoriquement les interstices. Les valeurs obtenues sont similaires à celles déduites lors des essais sur les gros granulats.

TABLEAU 4.7 - CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES GROS GRANULATS UTILISÉS

Identification	Densités dsss	Absorption abs (%)	Porosité n (%)
R C 1	2,68	1,2	2,9
R C 2	2,80	1,1	1
R G 1	2,53	3,7	6,4
R G 2	2,61	1,9	4,8
R G 3	2,72	1,1	3
R Q 1	2,62	1,1	2,7
R Q 2	2,58	2,4	5,9

c) Analyse chimique

Une analyse chimique visant à déterminer les minéraux présents dans le calcaire de Mirabel, le calcaire métamorphique et le grès a été réalisée. On trouvera, dans les tableaux 4.8, 4.9 et 4.10, les pourcentages respectifs des principaux oxydes présents dans les trois gros granulats. Cette analyse (BÉDARD, 1983) a prouvé que le calcaire de Mirabel est dolomitique ((Ca, Mg) CO₃), le calcaire métamorphique et le grès à ciment siliceux sont essentiellement constitués respectivement de calcite (CaCO₃) et de silice (SiO₂).

TABLEAU 4.8 - ANALYSE CHIMIQUE DU CALCAIRE DOLOMITIQUE

Teneur en oxyde (%)	Calcaire dolomitique	
	Grains pâles	Grains foncés
CaO	27,8	21,8
SiO ₂	6,5	18,6
Al ₂ O ₃	1,9	4,7
Fe ₂ O ₃	0,8	1,4
MgO	18,2	14,6
Na ₂ O	0,4	0,4
K ₂ O	1,0	2,8
TiO ₂	0,2	0,3
Perte au feu	43,0	35,1

TABLEAU 4.9 - ANALYSE CHIMIQUE DU CALCAIRE MÉTAMORPHIQUE

Teneur en oxyde (%)	Calcaire métamorphique	
	Grains pâles	Grains foncés
CaO	56,0	53,7
SiO ₂	1,5	3,9
Al ₂ O ₃	0,3	0,8
Fe ₂ O ₃	0,2	0,6
MgO	0,6	0,7
Na ₂ O	0,0	0,0
K ₂ O	0,08	0,27
TiO ₂	0,01	0,04
Perte au feu	41,3	40,0

TABLEAU 4.10 - ANALYSE CHIMIQUE DU GRÈS À CIMENT SILICEUX

Teneur en oxyde (%)	Grès à ciment siliceux
SiO ₂	99,6
CaO	0,06
Al ₂ O ₃	0,24
Fe ₂ O ₃	0,08

d) Analyse pétrographique

Une analyse pétrographique sur lames minces des différentes roches a été effectuée à l'Université du Québec à Chicoutimi sous la supervision du professeur Adam Nagy. La description microscopique en lumière naturelle et polarisée a été réalisée, pour chacune des séries de roc, sur trois lames minces prélevées dans trois plans perpendiculaires l'un par rapport à l'autre. Dans tous les cas, il existe peu de variations minéralogiques et granulométriques d'une lame à l'autre. Les détails de la description microscopique pour le calcaire de Mirabel, le grès de St-Canut et le granite de Ste-Sophie sont présentés dans le tableau 4.11.

TABLEAU 4.11 - DESCRIPTION MICROSCOPIQUE SUR LAMES MINCES

Grès	99 % de quartz : grains de quartz arrondis à sub-arrondis avec développement de quartz authigénique autour des grains, remplissant les interstices. Traces de feldspaths : très altérés en chlorite, épidote et minéraux argileux. Traces de minéraux accessoires : apatite, zircon, biotite, oxydes de fer
Calcaire dolomitique	94 % de dolomite (incluant le ciment dolomitique) 5 % de quartz monocristallin 1 % de feldspaths Traces d'oxydes de fer
Granite	25 % de quartz. 30 % de feldspaths plagioclases en gros cristaux centimétriques. 45 % de ferromagnésiens, pyroxène ou amphibole, en petits cristaux

1) Le calcaire de Mirabel

Les échantillons proviennent de la Carrière de Mirabel à Ste-Scholastique. Le type de roc exploité est une roche d'origine sédimentaire de la formation de Thérèse, du Groupe de Beekmantown.

Selon une nomenclature générale, l'échantillon se définit comme une dolomie grise foncée. La roche se compose de 95% de dolomite, 5% de terrigène (quartz et feldspath) ainsi que des traces de minéraux opaques (oxydes de fer).

La granulométrie des grains de quartz varie de 0,02 à 0,08 millimètre de diamètre avec une valeur moyenne de 0,05 millimètre. En lumière polarisée, les grains de quartz sont anguleux à sub-anguleux. Certains cristaux de dolomite sont bien formés, d'autres ont recristallisé. Il n'y a aucune orientation préférentielle des particules dans les sections étudiées.

Le calcaire de Mirabel est utilisé comme matériau de remblai ou de fondation, comme granulat pour béton et comme pierre de construction (il prend une belle teinte chamois après quelques années).

2) Le grès de St-Canut

Les échantillons proviennent de la carrière Indusmin de St-Canut. Le type de roc exploité est une roche d'origine sédimentaire, membre de Cairnside, de la formation de Chateauguay, du groupe de Postdam appartenant au cambrien supérieur.

Selon une nomenclature générale, l'échantillon se définit comme un grès quartzueux gris-blanc à grains fins arrondis à sub-arrondis. Il passe au gris foncé lorsque la teneur en calcaire (CaCO_3) augmente dans le ciment, au jaunâtre ou à l'ocre quand la teneur en oxyde de fer (Fe_2O_3) augmente. Des passages de granulométrie un peu plus grossiers sont visibles. Ces variations granulométriques font ressortir le litage. De façon générale, le grès se compose de 99% de quartz (incluant les grains de quartz cimentés par un ciment siliceux), des traces de feldspath et 1% d'oxydes de fer. Selon la classification descriptive de Folk [FOLK, 1968], la roche se définit comme un quartzarénite en raison de son très fort pourcentage de quartz.

La granulométrie des grains de quartz varie de 0,06 à 0,70 millimètre de diamètre avec une valeur moyenne de 0,30 millimètre. De petites vacuoles ainsi que des inclusions d'apatite et de zircon se retrouvent à l'intérieur des particules de quartz monocristallin. Les sections de quartz

présentent une légère extinction ondulante. La très bonne compaction des sédiments a entraîné des phénomènes de pression-dissolution entre les grains. Ces phénomènes sont responsables de la surcroissance des cristaux de quartz et à l'origine du quartz authigénique qui est en continuité optique avec les particules de quartz. En lumière polarisée, les grains de quartz sont très anguleux. Cependant, ils sont arrondis à sub-arrondis en lumière naturelle, puisque leur forme originale a été préservée lors de la compaction. Il n'y a pas d'orientation préférentielle des grains de quartz à l'intérieur des sections étudiées

L'altération est responsable de la forme irrégulière et du très mauvais état de préservation des feldspaths. Les minéraux d'altération identifiables à l'intérieur des sections sont la chlorite, l'épidote et des minéraux argileux.

Le grès de Postdam a été utilisé comme pierre de construction. L'église de Saint-Jean-Berchmans, à Montréal, a été construite en grès de Postdam venant de St-Canut. Autrefois, les carrières produisaient un grès concassé assez pur pour être utilisé dans la fabrication du verre. L'importation de sable de Belgique mit apparemment un terme à ce commerce. Le grès est également utilisé dans l'industrie du ferrosilicium.

3) Le quartzite de St-Donat

Les échantillons proviennent de la carrière Indusmin de St-Donat. Le type de roc exploité est une roche d'origine sédimentaire.

Les sections étudiées révèlent entre 98 et 99% de quartz monocristallin et, jusqu'à 2% de minéraux opaques, des traces de feldspath, zircon, apatite et biotite.

La granulométrie des grains de quartz varie de 0,04 à 1,40 millimètre de diamètre avec une valeur moyenne de 0,35 millimètre. Il y a une légère orientation préférentielle des grains de quartz selon le litage à l'intérieur des sections qui présentent des variations granulométriques.

4) Le granite de Ste-Sophie

Les échantillons proviennent de la Carrière L.G. de Ste-Sophie. Le type de roc exploité est une roche d'origine plutonique.

Il s'agit de l'exploitation d'un granite marqué d'une foliation grossière, de plan apparemment subhorizontal. Deux faciès sont identifiables: l'un mélanocrate à quartz (30%), feldspath blanc verdâtre (30%), ferromagnésiens (50%), pyroxène ou amphibole, en petits

cristaux. L'autre est plus clair, de couleur dominante rose, à quartz (10%), feldspath rose en gros cristaux centimétriques (30%), feldspaths blanc-verdâtre plus petit (20%) et mêmes ferromagnésiens que ceux prédécrits (40%).

e) Propriétés mécaniques

Les sept roches retenues pour l'étude se distinguent entre elles par la résistance en compression uniaxiale (C_0), la résistance en compression diamétrale (traction indirecte) (T_0), le module élastique (E_0) et le coefficient de Poisson (ν_0). Les résultats obtenus lors des essais de mécanique des roches sont donnés dans le tableau 4.12. Seules les valeurs moyennes sont affichées tout en indiquant le nombre d'échantillons testés. On peut voir que l'échantillonnage choisi couvre une grande gamme de C_0 (87 à 153 MPa), T_0 (3,7 à 12 MPa), E_0 (29 à 59 GPa) et ν_0 (0,06 à 0,18).

TABLEAU 4.12 - PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES ROCHES SÉLECTIONNÉES

		C_0 (MPa)	T_0 (MPa)	E_0 (GPa)	ν_0
		n = 6	n = 6	n = 3	n = 3
RC1	\bar{X}	92	8,1	59	0,18
RC2	\bar{X}	115	12	44	0,16
RG1	\bar{X}	153	7,3	29	0,06
RG2	\bar{X}	147	7,5	40	0,10
RG3	\bar{X}	138	11	49	0,10
RQ1	\bar{X}	87	4	44	0,14
RQ2	\bar{X}	91	3,7	32	0,18

\bar{X} : Moyenne effectuée sur n échantillons

4.3.5 Superplastifiant

Le superplastifiant utilisé tout au long de cette étude est un sel de sodium d'un condensé de sulfonate de naphthalène et de formaldéhyde, produit au Québec. Il satisfait aux exigences de la norme canadienne CAN3-A266.6-M85. Il a une densité de 1,21 et sa concentration en particules solides est de 42%.

Avant tout usage, le contenant est bien remué afin de répartir les particules solides dans la solution.

4.3.6 Eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée lors de la fabrication des bétons est potable, maintenue aux conditions normales de température (20 à 22° C). On présume qu'elle rencontre toutes les prescriptions de l'ACNOR en matière de béton.

4.4 **Processus expérimentaux**

4.4.1 Confection des bétons et mortiers

Le malaxage des bétons de laboratoire a été effectué à l'aide d'un malaxeur à cuve horizontale tournante. Le but recherché est de répartir, dans la masse, le plus régulièrement possible, chaque constituant afin qu'une certaine quantité de ce mélange ait la même composition, et ainsi les mêmes propriétés, qu'une quantité identique prise en un endroit différent. Cependant, on sait que la présence d'ultrafines élimine pratiquement la ségrégation et le ressuage : c'est pourquoi les dispersions de résistance observées sur une gâchée de béton haute performance sont généralement faibles (de l'ordre de 2%). La vitesse du malaxeur combinée à l'action des couteaux et du rotor internes ont permis une bonne dispersion du liant et une homogénéisation du mélange.

La séquence d'introduction des différents ingrédients, conforme à la norme CAN3-A23.2-M77 (paragraphe A23.2-2C), est la suivante :

- on déverse le sable dans le malaxeur pour l'homogénéiser pendant environ 30 secondes;
- on prélève 500 g de sable pour en déterminer l'humidité et faire les corrections nécessaires sur le sable et l'eau de gâchage préalablement déterminés;
- on ajoute le liant et on malaxe pendant 1 minute environ jusqu'à homogénéisation de l'ensemble;
- on introduit, au fur et à mesure, l'eau de gâchage et le superplastifiant préalablement mélangés jusqu'à l'obtention d'une consistance pâteuse du mortier;
- on ajoute le gros granulat. Simultanément, le chronomètre est déclenché. Le béton obtenu est malaxé pendant cinq minutes;

- le malaxeur est arrêté et on procède aux mesures des caractéristiques du béton frais (consistance, masse volumique, teneur en air).

Le mortier, partie intégrante du béton, est obtenu en tamisant le béton frais sur un tamis dont l'ouverture des mailles est de 5 mm (diamètre minimal des gros granulats).

4.4.2 Essais réalisés sur le béton frais

a) Consistance

Une propriété importante du béton frais est son ouvrabilité (facilité de mise en place, de serrage, de remplissage des moules, d'enrobage des armatures, etc.). Un béton qui comprend juste la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du liant n'est pas ouvrable, il ne peut être mis en place. En outre, un béton rendu «liquide» par un excès d'eau ne peut pas être suffisamment compact; il se prête à la ségrégation, il manque de tenue, de cohésion.

L'appareil le plus simple et certainement le plus utilisé reste le cône d'Abrams. Bien qu'il soit très connu, il faut rappeler que l'essai dit du *slump test* consiste à remplir le tronc du cône de dimension normalisée (300 mm de haut, 100 et 200 mm de diamètre) de béton en 3 couches recevant chacune 25 coups d'une tige de 16 mm de diamètre. Après arasement, le moule est enlevé et l'on mesure l'affaissement à partir du point le plus haut du béton (Fig. 4.1). La grandeur de l'affaissement provoqué par la gravité est fonction de la cohésion capillaire et du frottement intérieur.

L'essai d'affaissement pour déterminer la consistance du béton s'est fait conformément à la norme ACNOR A23.2-5C.

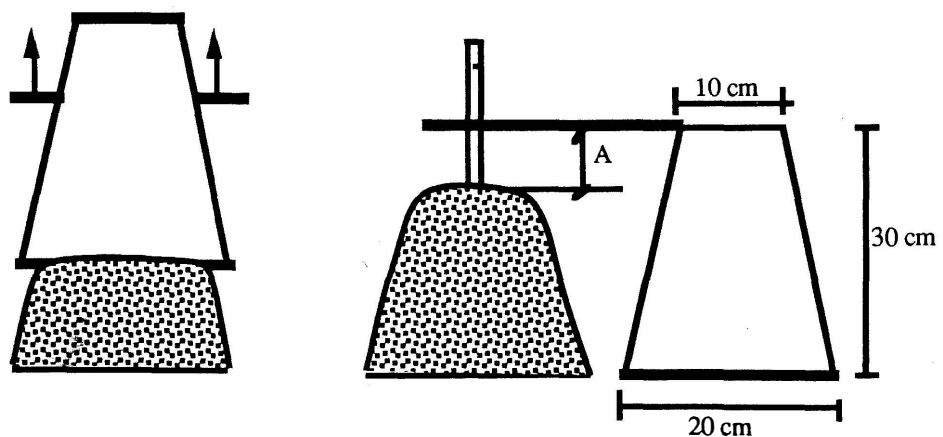


Figure 4.1 - Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams

b) Masse volumique

La détermination de la masse volumique (ACNOR A23.2-6C) permet d'effectuer une correction éventuelle du mélange réalisé à partir des pesées respectives des matériaux utilisés lors du malaxage.

c) Teneur en air

La teneur en air du béton fraîchement malaxé a été déterminée selon la méthode pressiométrique conformément à la norme ACNOR A23.2-4C.

4.4.3 Prélèvement des échantillons

Après les mesures sur le béton frais, on a procédé au prélèvement des échantillons de béton conformément à la norme ACNOR A23.2-3C. Les moules de plastique (matière non absorbante), enduits légèrement d'huile, étaient de forme cylindrique d'élancement 2. Pour la mesure de la résistance en compression et du module d'élasticité, des cylindres de diamètre de 100 mm et 150 mm ont été prélevés. La résistance à la compression diamétrale (essai Brésilien) a été mesurée sur des cylindres de diamètre de 100 mm.

Les échantillons de mortier (béton tamisé) ont été fabriqués conformément à l'article 7.53 de la norme CAN3-A5-M83. Des moules cylindriques de plastique (52 mm x 104 mm) et cubiques de métal (côté 50 mm) ont été utilisés.

4.4.4 Mode de mûrissement

Avant le démoulage, la surface supérieure des échantillons est recouverte d'une plaque de plastique rigide pour éviter les risques d'évaporation ou de condensation. Si l'humidité reste à 100%, il y a risque de condensation. Si l'hygrométrie s'écarte trop de 100%, on peut craindre une évaporation d'où :

- une mauvaise hydratation;
- des microfissures de retrait;
- un refroidissement. Le calcul montre [DUMAS, 1974] que la vaporisation d'un gramme d'eau tend à abaisser d'environ 5° C la température de l'échantillon. Avec les précautions prises, ces inconvénients sont évités et il est facile de maintenir une atmosphère voisine de la saturation (formation de brouillard).

Après le démoulage, les échantillons sont conservés dans des bacs contenant de l'eau saturée en chaux jusqu'à la date des essais. La température de l'eau reste constante et l'eau a accès à toutes les faces de l'échantillon.

4.4.5 Coiffage des échantillons

Les échantillons destinés à être testés en compression simple à 1 d et 7 d, en compression diamétrale à 91 d, ont été coiffés par le biais d'un matériau à base de soufre maintenu à l'état liquide à une température élevée (130 à 140° C). Les échantillons servant aux mesures du module d'élasticité et aux essais de résistance en compression à 28 d et 91 d ont été surfacés. Pour les délais de 7, 28 et 91 jours, les échantillons étaient coiffés ou surfacés une journée avant, puis replongés dans les bacs.

Le coiffage et le surfacage ont pour but d'obtenir une planéité parfaite des faces de chargement ($< 0,1$ mm) ainsi que l'orthogonalité de celles-ci par rapport aux génératrices du cylindre. Les contraintes se répartissent uniformément sur le cylindre lors du chargement.

À la suite d'essais effectués dans le cadre d'une étude entreprise à l'Université de Sherbrooke [LESSARD, 1990], il est apparu que la différence entre la résistance moyenne des cylindres coiffés et celle des cylindres surfacés est non significative pour des bétons de moins de 130 MPa à condition d'utiliser un matériau de coiffe dit de haute performance.

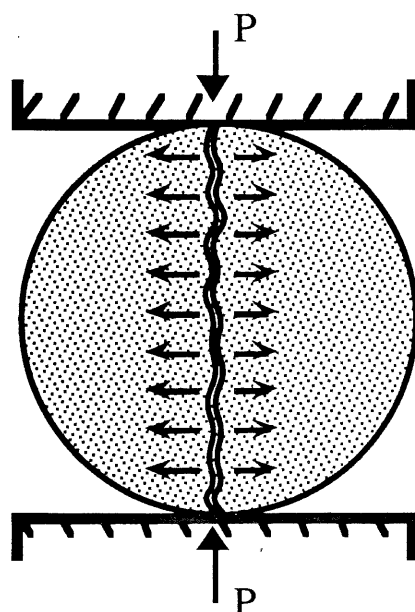
4.4.6 Détermination de la résistance en compression simple du béton durci

Les cylindres ont été sollicités en compression uniaxiale (f_c) à l'aide de la presse hydraulique Forney, appelée *Désirée*, munie de 4 échelles (1000 kN, 2000 kN, 4000 kN et 6100 kN), dont la capacité est de 6600 kN. Le taux de chargement appliqué pour les cylindres de 100 et 150 mm de diamètre était respectivement maintenu entre 80 à 130 kN par minute et entre 200 à 300 kN par minute.

Cet essai a été effectué conformément à la norme ACNOR A23.2-9C. Les résultats obtenus à 1, 7 et 28 jours correspondent à la moyenne de trois échantillons. À 91 d, seuls deux cylindres ont été brisés.

4.4.7 Détermination de la résistance à la compression diamétrale du béton durci (essai Brésilien)

C'est en 1943 qu'un ingénieur expérimentait une nouvelle méthode d'essai de traction du béton, que l'on a appelée depuis l'essai Brésilien (Fig. 4.2) [CARNEIRO et BARCELLOS, 1953].



$$f_t = 2P / \pi DH$$

D : diamètre de base
H : hauteur du cylindre

Figure 4.2 - Essai de traction indirecte par fendage (essai Brésilien)

Cet essai consiste à couler un échantillon cylindrique entre les 2 plateaux de la presse et à exercer une pression dans le plan diamétral défini par les 2 génératrices de contact avec les plateaux, situé dans le plan passant par l'axe. L'échantillon se rompt exactement sur ce plan diamétral, sous l'influence des contraintes de traction qui se développent normalement à la direction de compression, de part et d'autre de ce plan diamétral. Comme habituellement les génératrices ne sont pas des droites parfaites, on interpose des règles en bois ayant une section carrée de côté inférieur à 10% du diamètre de l'échantillon et de longueur égale à celle de l'échantillon. On obtient ainsi, à la rupture en *casse-noix*, deux demi-cylindres égaux : la contrainte de traction est égale au quotient de l'effort de compression P par la surface latérale du demi-cylindre, soit $P/\pi DH$, D étant le diamètre de base et H la hauteur du cylindre.

Lorsqu'on dose le béton pour une certaine résistance à la traction, on admet souvent que la résistance au fendage sur cylindre est en rapport constant avec la résistance en traction directe et que, par conséquent, elle constitue une alternative acceptable.

Le résultat obtenu, pour chacune des gâchées, correspond à la moyenne de deux échantillons de 100 x 200 mm testés à 91 jours.

4.4.8 Détermination du module d'élasticité du béton durci

Le module d'élasticité (E'_c) des cylindres de 100 x 200 mm et de 150 x 300 mm a été déterminé sur une presse hydraulique MTS (*Material Testing Standard*) dont la capacité est de 2670 kN. Cette presse est munie de quatre échelles de capacité : 300 kN, 600 kN, 1500 kN et 3000 kN. La presse MTS est une presse à servo-contrôle qui peut imposer à l'échantillon trois modes de contrôle automatiques:

- contrôle de déplacement: déplacement des plateaux "stroke control" à l'aide d'un L.V.D.T.,
- contrôle de déformation: "strain control" à l'aide de jauges électriques ou d'extensomètres,
- contrôle de chargement: "load control" à l'aide d'une cellule de pression.

Le programme en mode de contrôle automatique est réalisé par le biais d'un synthétiseur de fonction générant un voltage donné variant de -10 volts à +10 volts en fonction du temps. La croissance des charges se fait automatiquement et à une vitesse de 0,25 MPa/seconde. La courbe déformation longitudinale/charge axiale peut être enregistrée simultanément sur disquette à l'aide d'un système d'acquisition de données et sur une table traçante. Un schéma décrivant l'obtention des courbes est donné à la figure 4.3.

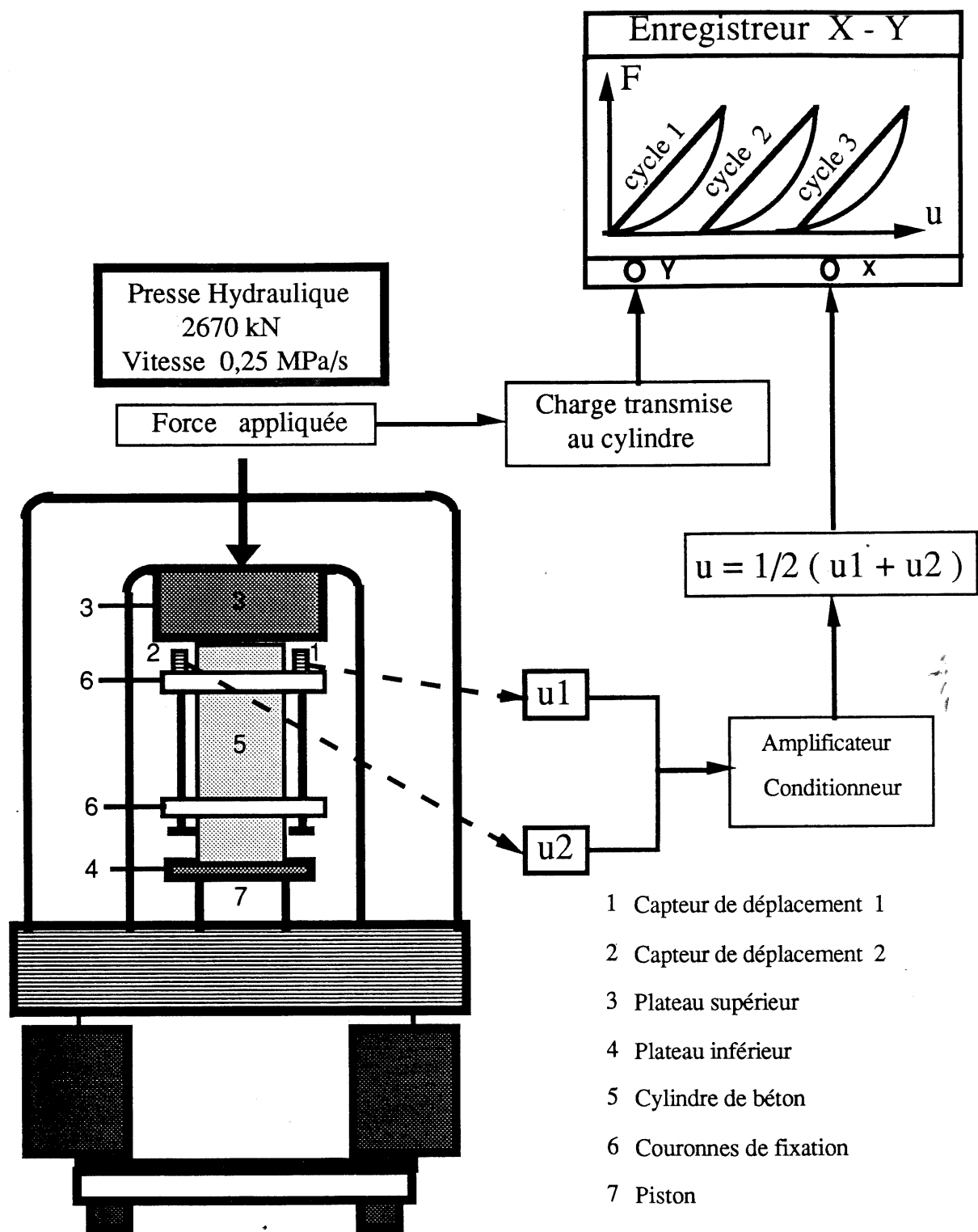


Figure 4.3 - Schéma décrivant l'obtention de la courbe (F, u)

a) Dispositif de mesure

Les extensomètres sont des appareils qui, fixés sur l'échantillon à étudier, participent à sa déformation et en donnent une mesure. Il existe des extensomètres mécaniques, optiques (appareil Martens), pneumatiques, acoustiques (cordes sonores) et électriques (jauges résistives).

Afin de réduire le temps consacré habituellement à la mesure du module élastique, en raison du collage des jauges dans la plupart des cas, un appareil à fixation rapide a été conçu à Berkeley (Université de Californie) et développé dans le laboratoire de l'Université de Sherbrooke.

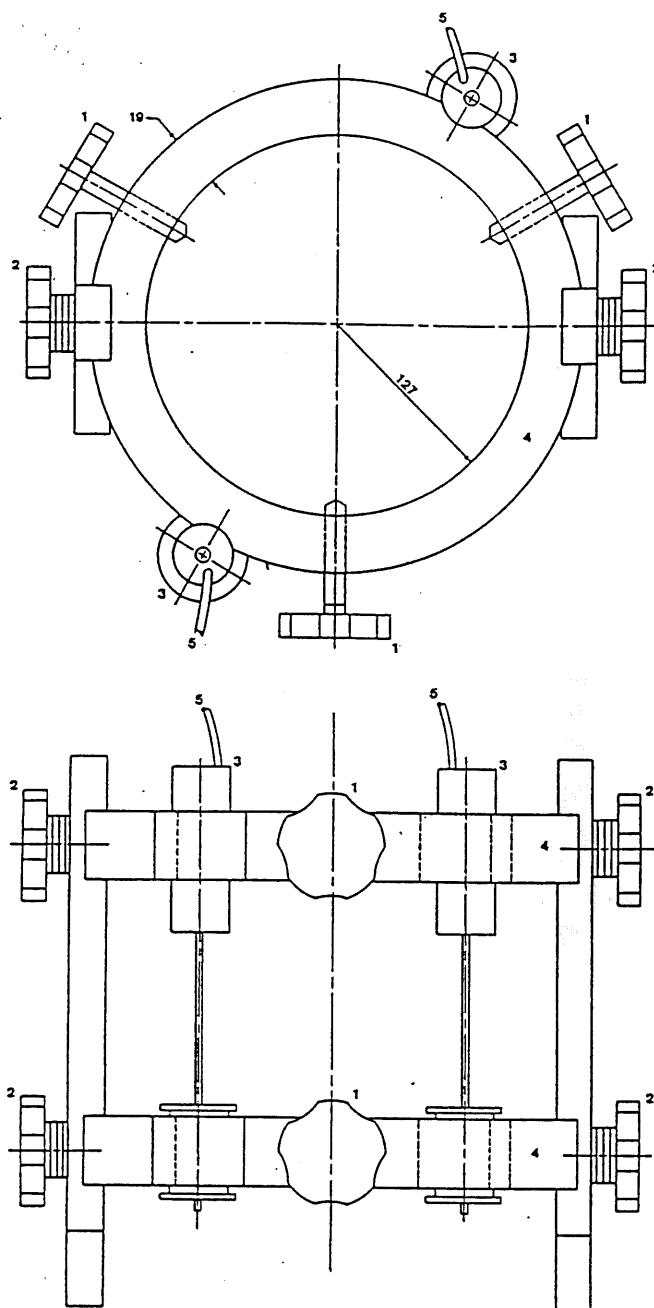
Il s'agit d'un instrument très facile et très rapide à mettre en place, qui n'exige aucune préparation particulière de l'échantillon tout en donnant des résultats aussi fiables qu'avec des mesures par jauges résistives. Deux couronnes métalliques légères et distantes de $H/2$ (H étant la hauteur du cylindre testé) sont disposées sur l'échantillon cylindrique à l'aide de vis-pointeaux serrées modérément sur le béton (3 à 120°). Entre les deux couronnes (fixées par 2 entretoises), deux capteurs de déplacement à transformateur différentiel (on pourrait parfaire la mesure en disposant trois) diamétralement opposés permettent la mesure du raccourcissement. Le système électronique associé à la partie mécanique décrite ci-dessus est constitué, en outre, d'un conditionneur qui effectue la moyenne des deux informations délivrées par les capteurs. Un dessin d'ensemble du dispositif de mesure est présenté à la figure 4.4.

Après mise en place de l'ensemble de l'échantillon et du dispositif sur le plateau inférieur de la presse MTS, trois à quatre cycles de chargement-déchargement sont effectués à une valeur de charge correspondant à 40% de la charge de rupture présumée de l'échantillon.

b) Description et fonctionnement du capteur à transformateur différentiel

On se limitera à une description brève du capteur de déplacement utilisé lors des mesures du module élastique statique. Ce type de capteur est connu sous le nom de LVDT : *Linear Variable Differential Transformer*. Il peut être utilisé pour la mesure de nombreuses grandeurs convertibles en déplacement : forces, couples, accélérations, pressions, débits, etc. Il offre une bonne précision. Il fonctionne selon le principe suivant : conversion d'un petit déplacement en une variation de courant électrique.

Le LVDT se compose d'une bobine au primaire (P) et de deux autres au secondaire (S1 et S2), enroulées dans un sens opposé, entre lesquelles se trouve un noyau en ferrite qui se déplace (Fig. 4.5). Le déplacement à mesurer par ce type de capteur est ainsi communiqué à un élément



LEGENDE :

- 1. vis pointeaux (3 à 0°)
- 2. entretoises (2) : tiges de fixation des couronnes
- 3. capteurs de déplacement LVDT (2)
- 4. couronnes métalliques
- 5. câble électrique vers conditionneur

Figure 4.4 - Dessin d'ensemble du dispositif de mesure.

magnétique, dont le mouvement produit une variation du coefficient d'inductance mutuelle entre deux bobines. C'est la position du noyau qui contrôle cette inductance :

- si le noyau est au milieu, alors les voltages induits E_1 et E_2 dans les deux bobines du secondaire sont égaux, d'où $E_0 = E_1 - E_2 = 0$ et $\phi(E_1) = \phi(E_2) = \pi$ radians;
- si le noyau est déplacé dans l'une des deux directions (selon X), alors $E_1 \neq E_2$. Soit $E_0 \neq 0$ et c'est la phase qui détermine le sens du déplacement (Fig. 4.5).

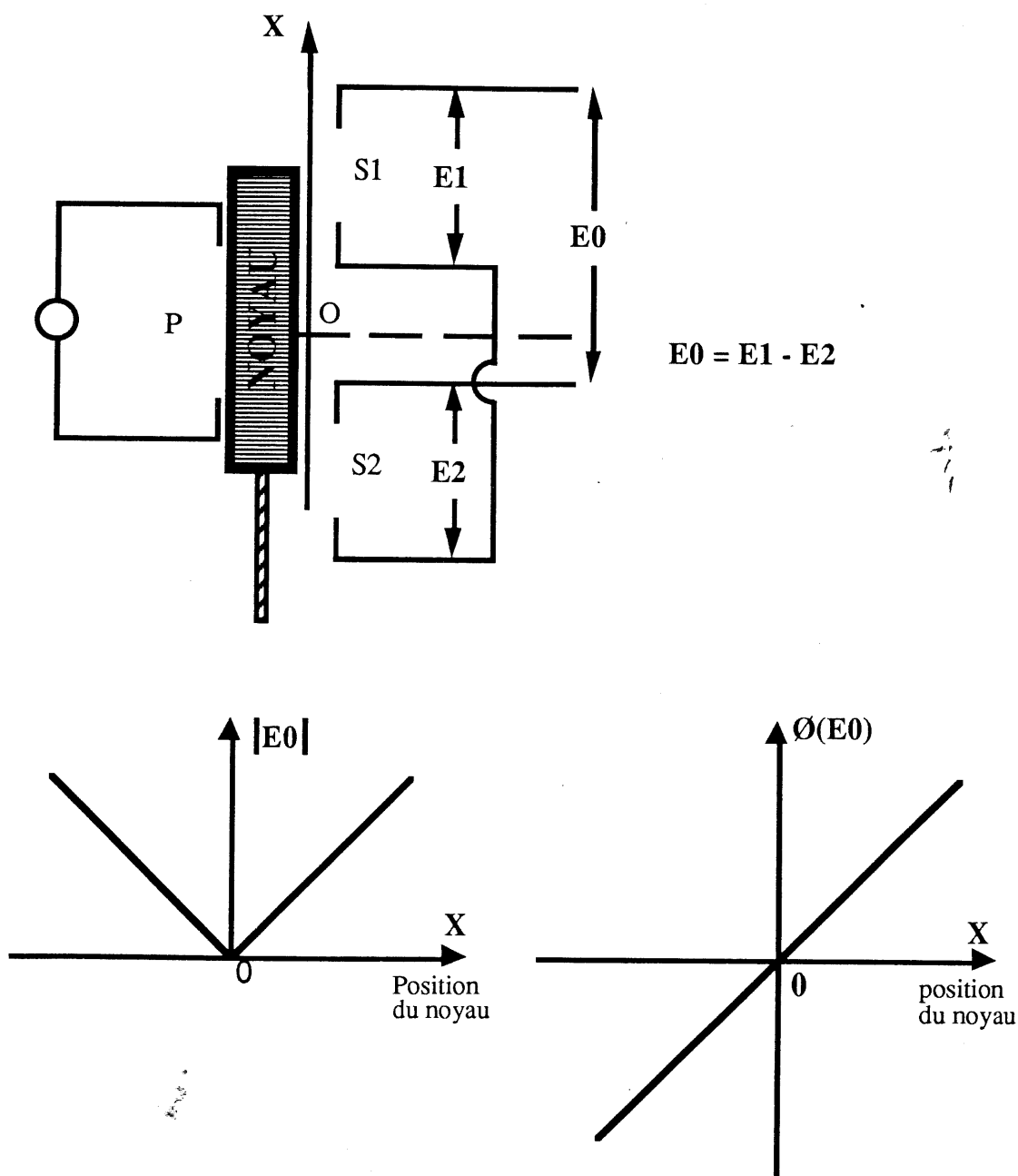


Figure 4.5 - Schéma de fonctionnement du transformateur différentiel - LVDT.

Les tensions induites dans les secondaires sont connectées en opposition. La tension de sortie est proportionnelle à la variation de distance des 2 colliers de fixation. Un calibrage préalable des deux capteurs (LVDT1 et LVDT2) a été effectué. Les deux courbes allongement axial/voltage à la sortie sont données à la figure 4.6. La moyenne des deux lectures donne 0,123 mm/volt.

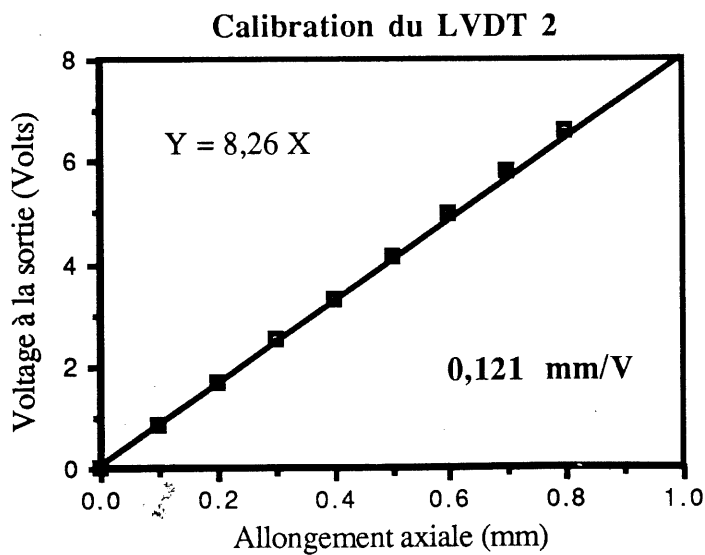
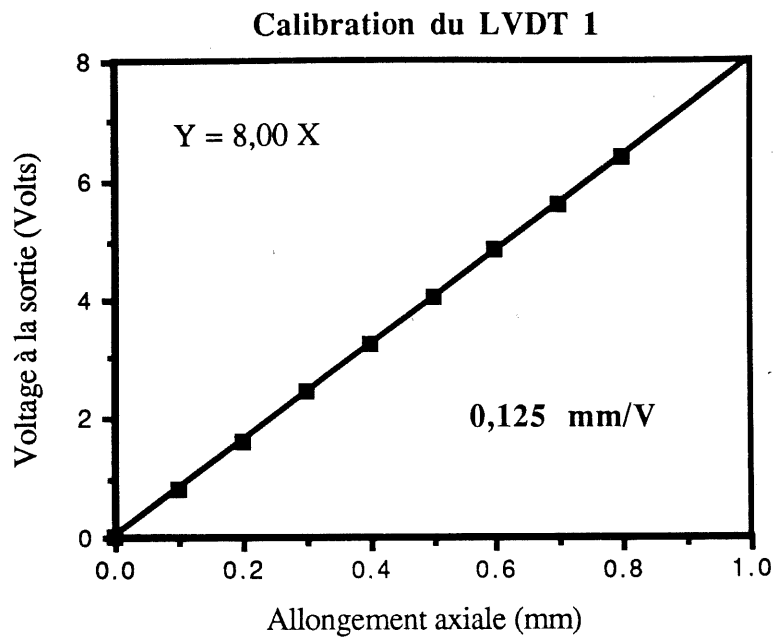


Figure 4.6 - Calibrage des deux LVDT.

Les avantages de l'utilisation de ce type de capteur sont les suivants :

- bonne linéarité; la linéarité décrit le degré de concordance entre le diagramme d'étalonnage statique et une droite choisie comme référence (lissage);
- haute sensibilité (100 mV/V mm); la sensibilité est le quotient de l'accroissement de la grandeur de sortie par l'accroissement correspondant de la grandeur d'entrée;
- haute résolution (0,5% de la pleine échelle); on appelle résolution l'accroissement minimum de la grandeur d'entrée provoquant une modification de la grandeur de sortie. La résolution n'étant pas nécessairement constante sur toute l'étendue de mesure;
- plage de mesure importante.

Il est important de noter qu'il n'existait aucun jeu entre les vis-pointeaux et l'échantillon lors des déchargements, contrairement à ce qui a été relevé dans la documentation [BOULAY et COLSON, 1981]. Les couronnes restaient parfaitement solidaires de l'échantillon.

c) Procédure d'essai

- 1°) Centrer l'échantillon relativement aux couronnes métalliques
- 2°) Serrer modérément les vis-pointeaux
- 3°) Enlever les 2 entretoises (tiges de fixation des couronnes)
- 4°) Positionner et centrer l'ensemble dispositif-échantillon sur le plateau inférieur de la presse
- 5°) Appliquer une charge d'assise et faire le zéro ($F = 0$)
- 6°) Régler à 0 ± 10 mV les voltages correspondant à chacun des 2 capteurs ($u_1 - u_2 \cong 0$)
- 7°) Démarrer l'essai

Une fois l'essai terminé, on fixe les 2 entretoises et on desserre les vis pour dégager l'échantillon.

Il a été relevé dans la documentation [BRANDT, 1970] qu'il est souhaitable, dans tous les essais qui doivent fournir les mesures des déformations élastiques du béton, d'effectuer un ou deux cycles de chargement préalables pour pouvoir écarter les mesures affectées par des déformations plastiques importantes.

La détermination du module d'élasticité a été faite selon la norme ASTM C469-65 (Fig. 4.7a). Les étapes de chargement du cylindre en fonction du temps et de la durée de l'essai sont indiquées à la figure 4.7b.

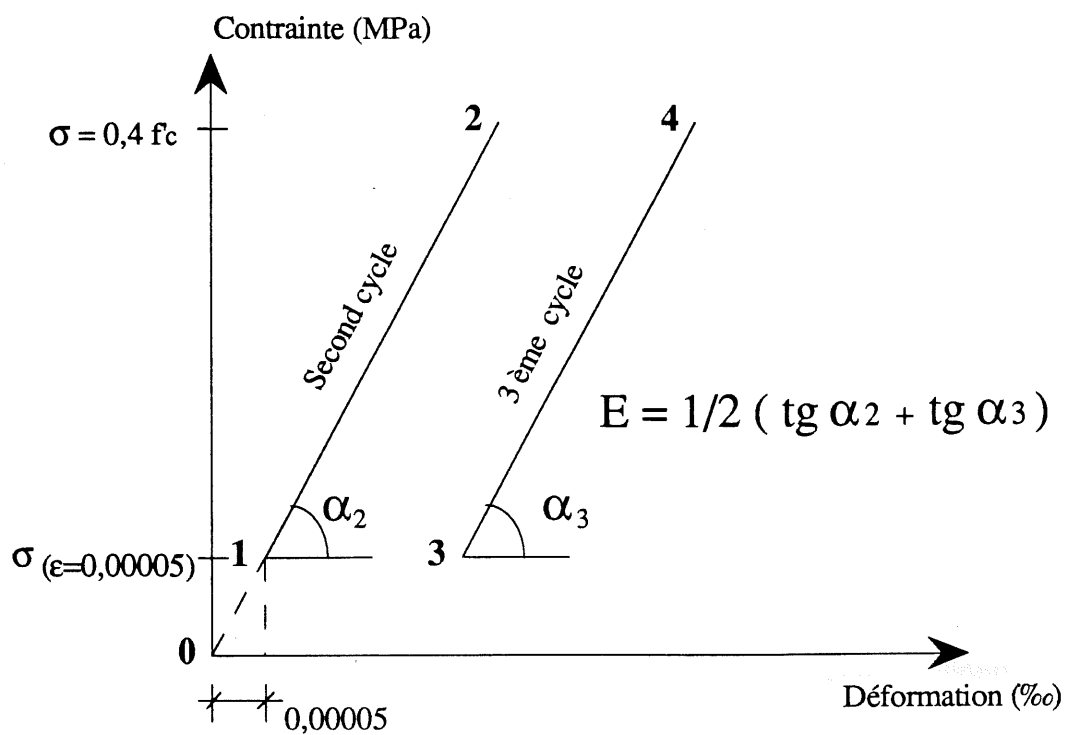


Figure 4.7a - Détermination du module d'élasticité selon la norme ASTM C469-65

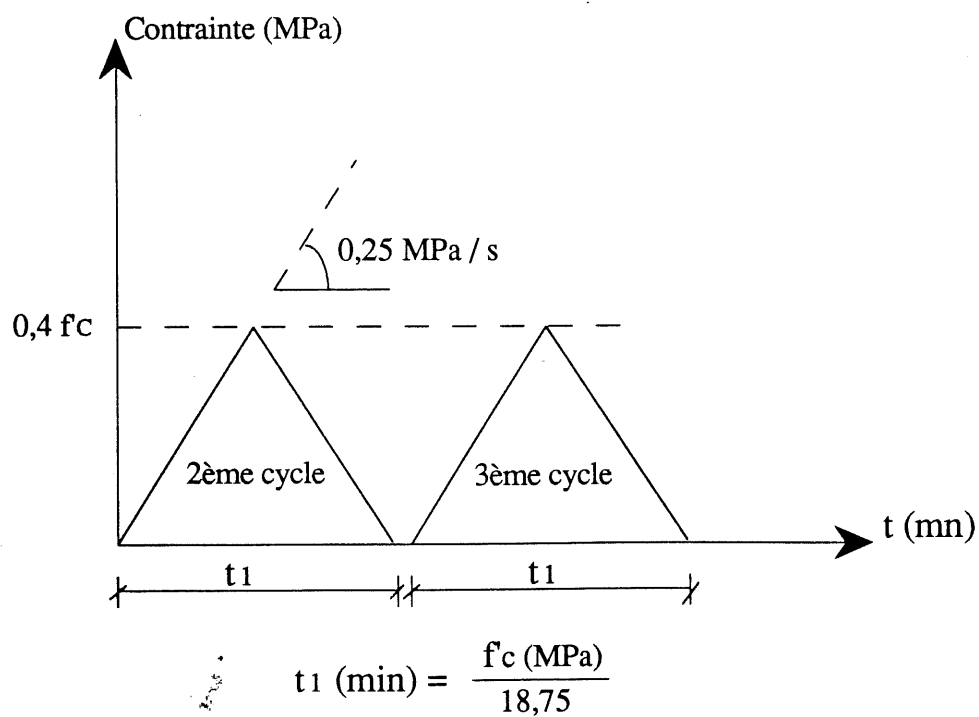


Figure 4.7b - Étapes de chargement en fonction du temps

4.4.9 Mécanique des roches

Les essais visant à déterminer la résistance en compression (C_0), le module d'élasticité sécant (E_0) et le coefficient de Poisson (ν_0) des différentes roches retenues par la présente étude ont été effectués sur la presse MTS d'une capacité de 2670 kN. Les éprouvettes testées étaient de forme cylindrique, de calibre NX (52 x 104 mm). Le taux de chargement appliqué était de 0,25 MPa/seconde.

La mesure de E_0 s'est faite à l'aide d'un extensomètre fixé sur l'éprouvette. L'extensomètre est muni d'une jauge de déformation reliée à une plaque métallique qui a la configuration d'un pont de Wheatstone. Deux couteaux sont montés sur les deux bras de l'extensomètre et mis en contact avec l'échantillon à l'aide de deux ressorts. Avec l'application d'un effort sur l'éprouvette, le mouvement des deux bras provoque une flexion de la plaque métallique et une déstabilisation du pont de Wheatstone donnant lieu à un courant de sortie proportionnel au déplacement des deux bras (Fig. 4.8).

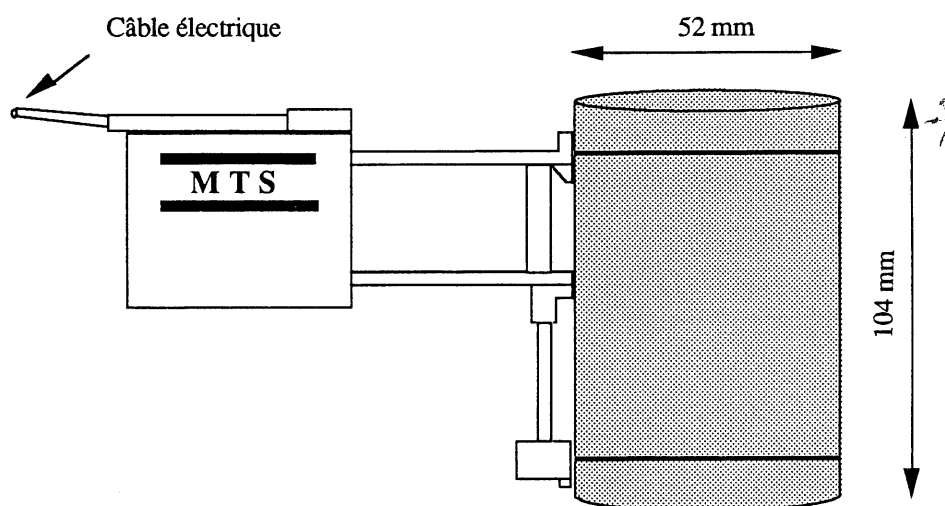


Figure 4.8 - Mesure de E_0 sur éprouvette de roche

Pour la mesure de ν_0 , on a utilisé, en plus, un extensomètre circonférentiel à chaîne permettant de mesurer la déformation latérale de l'échantillon. On obtient ainsi une courbe reliant la déformation latérale à la déformation longitudinale.

Des essais de résistance en tension par l'essai Brésilien (T_0) ont également été effectués sur une presse conventionnelle munie d'un cadencemètre permettant à l'opérateur d'actionner plus ou moins la vanne d'admission de l'huile, pour suivre au mieux la cadence indiquée par l'aiguille

indicatrice de l'appareil. La vitesse de mise en charge était de l'ordre de 1500 N/seconde. Les éprouvettes testées étaient cylindriques de diamètre de 52 mm et d'élancement de 0,5.

Afin d'analyser l'anisotropie des roches, on a prélevé dans des blocs, à l'aide d'une foreuse, des échantillons orientés parallèlement et perpendiculairement aux plans structuraux s'ils existent (stratification, schistosité, etc.) suivant trois directions orthogonales coïncidant avec des directions connues. Sont soumises à un même essai, un ensemble d'éprouvettes mégascopiquement similaires au point de vue dimension, pétrographie et contenu en phénomènes structuraux.

Le conditionnement des éprouvettes consiste en un séchage à l'air suivi d'une immersion dans l'eau à pression et à température ambiantes.

Tous les essais ont été réalisés conformément aux normes de l'ASTM en vigueur:

- D 2938-86 "Unconfined compressive strength of intact rock core specimens",
- D 3148-86 "Elastic moduli of intact rock core specimens in uniaxial compression",
- D 3967-86 "Splitting tensile strength of intact rock core specimens".

4.4.10 Essais réalisés sur le mortier durci

Les essais visant à déterminer la résistance en compression (échantillons NX et cubes d'arête de 50 mm) ont été effectués sur une presse conventionnelle. La mesure du module élastique était similaire à celle effectuée sur les échantillons de roche.

CHAPITRE 5

PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS

5.1 Propriétés des roches

La première phase de notre étude a consisté à déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des roches sélectionnées (voir tableau 5.2).

TABLEAU 5.1 - PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES ET PHYSIQUES
DES ROCHES SÉLECTIONNÉES

	RC1	RC2	RG1	RG2	RG3	RQ1	RQ2
Co (MPa)	92 ± 5	115 ± 7	153 ± 6	147 ± 5	138 ± 9	87 ± 9	91 ± 6
Eo (GPa)	59 ± 2	47 ± 2	29 ± 2	40 ± 2	49 ± 2	44 ± 2	32 ± 2
To (MPa)	8,1	12,0	7,3	7,5	11,0	4,0	3,7
Vo (MPa)	0,18	0,16	0,06	0,10	0,10	0,14	0,18
Porosité (%)	2,9	1,0	6,4	4,8	3,0	2,7	5,9
Densité	2,69	2,79	2,56	2,62	2,74	2,66	2,60

Au vu des valeurs obtenues, l'analyse suivante peut être faite:

1) Le grès à ciment siliceux (RG1) est le plus résistant, dans toutes les directions. Ceci peut être attribué à la texture et à la composition chimique de la roche.

2) La différence de résistance entre le calcaire dolomitique (RC2) et le calcaire métamorphique (RC1) peut être due, entre autres, au degré de dolomitisation, au clivage et à la dimension des grains.

3) La roche est un matériau rigide et fragile. Ce qui implique que si sa résistance à la compression est élevée, sa résistance à la traction est assez basse. En analysant les valeurs du

rapport $\frac{C_o}{T_o}$, on remarque que les calcaires (RC1 et RC2) sont les plus fragiles, suivis des grès (RG1 et RG2) puis des quartz (RQ1 et RQ2), et qu'une large gamme (9,6 à 24,6) est couverte.

	RC1	RC2	RG1	RG2	RG3	RQ1	RQ2
Co / To	11,4	9,6	21,0	19,6	12,5	21,7	24,6

4) Le grès à ciment siliceux (RG1) présente le module élastique ($E_0 = 29$ GPa) le plus faible. Le calcaire métamorphique (RC1) est le plus rigide avec un module élastique $E_0 = 59$ GPa.

5) Les coefficients de Poisson des deux grès sont faibles. Ce qui pourrait également expliquer les résistances élevées offertes par ces roches. Pour les roches sélectionnées, la résistance à la compression C_0 peut être reliée au coefficient de Poisson ν_0 , pour $C_0 < 155$ MPa, par l'équation:

$$C_0 = 189 - 549 \nu_0 \text{ (MPa)} \quad (5.1)$$

avec un indice de corrélation $r = 0,89$ (voir figure 5.1).

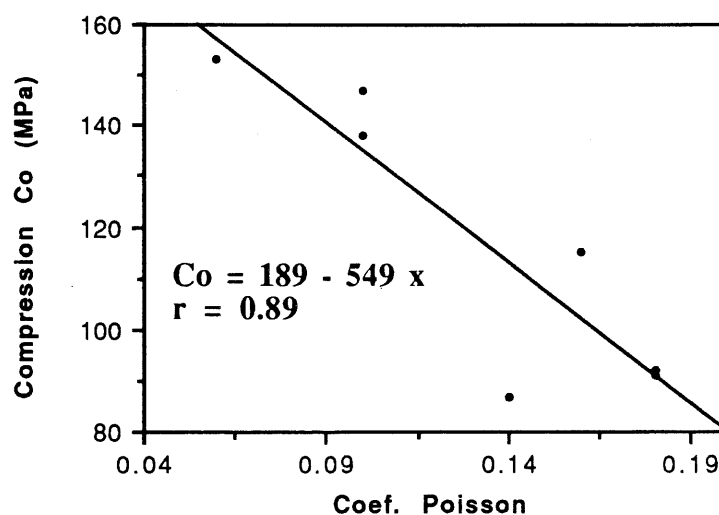


Figure 5.1 - Corrélation sur roches: compression vs coefficient de Poisson

6) Le comportement général des roches sélectionnées est en accord avec l'idée que les microfissures se referment à la compression et qu'un mouvement relatif de leurs faces cause une dissipation d'énergie. La déformation des grès est non linéaire et possède une composante irréversible (voir figure 5.2 pour la série RG1). Cela pourrait s'expliquer par le caractère plastique des cristaux de quartz. La déformation des calcaires croît linéairement et son importance dépend du

Cylindres 52 x 104 mm
 $\text{Co} = 153 \text{ MPa}$
 $\text{Eo} = 29 \text{ GPa}$

Grès à ciment silicieux

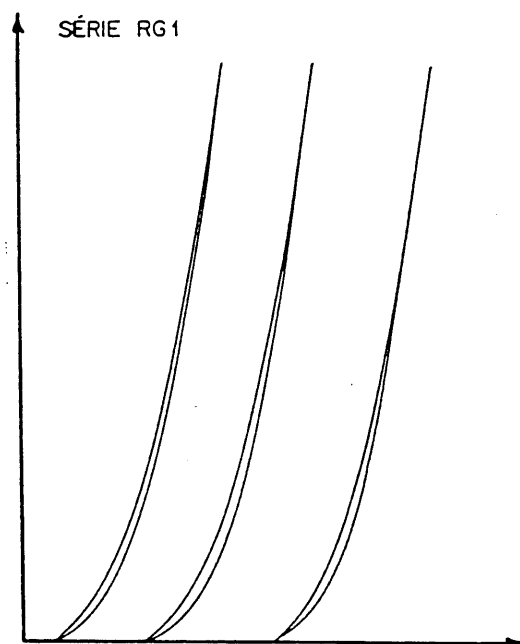


Figure 5.2 - Module d'élasticité du grès à ciment silicieux

Cylindres 52 x 104 mm
 $\text{Co} = 92 \text{ MPa}$
 $\text{Eo} = 59 \text{ GPa}$

Calcaire métamorphique

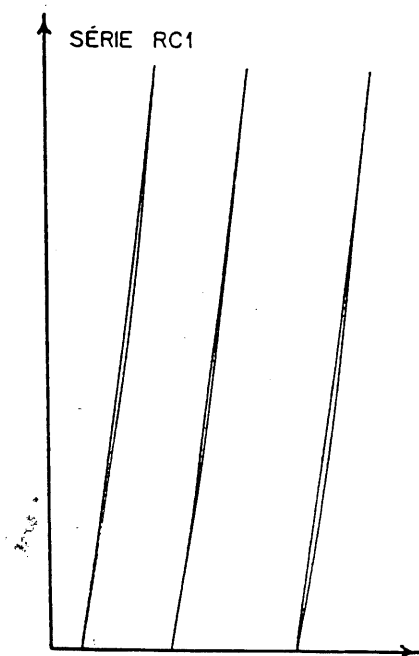


Figure 5.3 - Module d'élasticité du calcaire métamorphique

type de roche (voir figure 5.3 pour la série RC1). Ce comportement élastique linéaire peut être dû à l'isotropie naturelle de la roche.

7) La porosité relativement faible (6,4% et 4,8%) des grès par rapport à ce qui est rapporté dans la littérature (> 15%) et les résistances à la compression (153 MPa et 147 MPa) élevées développées par ces 2 roches, ne nous permettent pas d'appuyer la théorie selon laquelle le comportement non linéaire serait dû à une fermeture des pores.

5.2 Propriétés des bétons frais

Les propriétés des bétons frais ont été déterminées pour chacune des gâchées. Les valeurs de la masse volumique, de la teneur en air et de l'affaissement au cône d'Abrams après 5 minutes de malaxage sont présentées dans le tableau 5.2

TABLEAU 5.2 - PROPRIÉTÉS DES BÉTONS FRAIS

	C1	C2	G1	G2	G3	Q1	Q2
Masse volumique (kg / m ³)	2425	2490	2380	2410	2475	2420	2400
Teneur en air (%)	2,8	2,1	2,9	2,3	1,7	2,4	2,8
Affaissement (mm)	220	200	200	200	160	160	170

5.3 Propriétés du mortier durci

À l'exception des séries G1 et G2, des essais de compression, de traction indirecte et de module élastique ont été effectués sur du mortier issu du tamisage du béton frais. Les valeurs obtenues sont indiquées dans le tableau 5.3.

TABLEAU 5.3 - PROPRIÉTÉS DES MORTIERS DURCIS

	COMPRESSION (MPa)				MOD. ÉLAST. (GPa)		TRACTION (MPa)
	cubes a = 50 mm (n = 3)		cylindres 52 x 104 mm (n = 2)		cylindres 52 x 104 mm (n = 2)		cylindres 52 x 104 mm (n = 2)
	28 d	91 d	28 d	91 d	28 d	91 d	91 d
C1	110	113	99,8	111	35	37	5,7
C2	103	112	98,8	106	35	36	6,4
G3	108	116	99,8	111	33	35	6,2
Q1	103	114	96,7	108	36	38	5,9
Q2	106	113	98,9	107	35	37	5,8
Moyenne \bar{X}	106	114	98,8	109	35	37	6,0
Écart type σ	3	2	1,3	2	1	1	0,3

Étant donné que les bétons ont été confectionnés à matrice constante, on peut tirer une valeur moyenne pour chacune des propriétés mécaniques. Notons que la dispersion des résultats est très faible.

Nous avons établi une corrélation entre les résistances à la compression obtenues sur les cubes d'arête 50 mm (C_a) et celles obtenues sur les cylindres 52 x 104 mm (C_{NX}).

$$C_a = 29,3 + 0,77 C_{NX} \text{ (MPa)} \quad (5.2)$$

avec un indice de corrélation $r = 0,91$ (voir figure 5.4.).

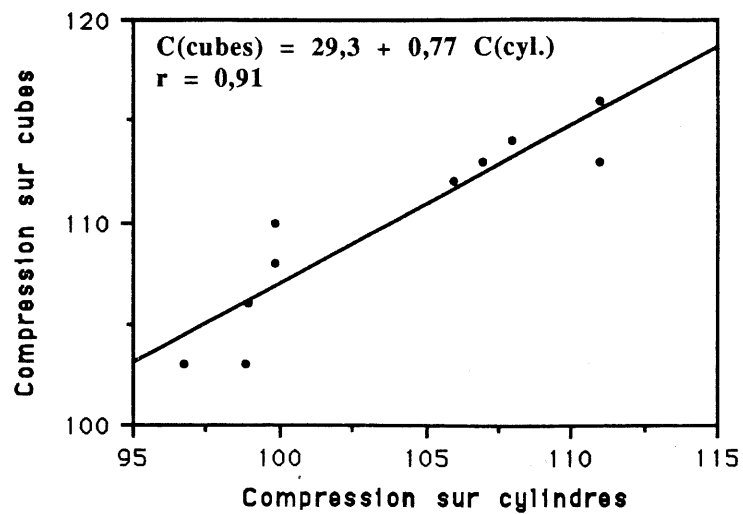


Figure 5.4 - Corrélation sur mortier: compression sur cubes vs compression sur cylindres

5.4 Propriétés des bétons durcis: influence de la nature minéralogique du gros granulat

À partir de bétons à matrice constante, la seule variable étant la nature du gros granulat, des essais mécaniques ont été menés sur des éprouvettes cylindriques homothétiques pour mesurer la résistance à la compression f_c (1, 7, 28 et 91d), le module élastique E'_c (à 28d et à 91d) et la résistance à la traction par fendage f_t (à 91d). L'ensemble des valeurs expérimentales est présenté dans le tableau 5.4. Nous nous limiterons à discuter dans ce paragraphe l'influence du type de gros granulat sur les valeurs de f_c , E'_c et de f_t obtenues au moyen d'essais normalisés.

TABLEAU 5.4 - PROPRIÉTÉS DES BÉTONS DURCIS

SÉRIES	C 1	C 2	G 1	G 2	G 3	Q 1	Q 2
Résistance à la compression (MPa) Cylindres 100 x 200 mm (n = 3)							
1 d	61,6	59,9	65,2	65,4	65,8	59,4	57,2
7 d	76,8	78,2	85,1	86,0	81,2	70,5	75,2
28 d	95,3	98,0	101	102	103	90,8	89,2
91 d	105	106	107	116	111	99,3	99,7
Résistance à la compression (MPa) Cylindres 150 x 300 mm (n = 2)							
28 d	88,5	94,6	97,9	96,1	94,4	84,5	83,6
91 d	96,0	101	102	106	103	89,6	91,6
Module d'élasticité (GPa) Cylindres 100 x 200 mm (n = 2)							
28 d	40	40	24	31	40	42	41
91 d	42	44	27	31	41	45	42
Module d'élasticité (GPa) Cylindres 150 x 300 mm (n = 2)							
28 d	41	45	26	32	42	45	42
91 d	42	46	29	32	43	47	44
Résistance à la traction (MPa) Cylindres 100 x 200 mm (n = 2)							
91 d	4,8	5,3	4,2	4,9	4,8	4,1	4,5

5.4.1 Résistance à la compression et module élastique

Au vu des résultats obtenus sur les cylindres 100 x 200 mm (Tableau 5.4), la discussion d'ensemble peut être faite:

1) Les séries Q1 (béton de quartz) et Q2 (béton de quarzite) ont donné les moins bons résultats à la compression. Le béton de quartz présente la résistance à la compression la plus faible (99,3 MPa) et le module de déformation le plus élevé (45 GPa). Ceci peut être expliqué par la relative incompressibilité du granulat de quartz qui améliore la rigidité du béton d'une part mais contribue à décroître sa résistance d'autre part..

2) Les deux grès (séries G1 et G2) ont donné de façon surprenante les meilleures résistances à la compression. À l'inverse du béton de quartz, le béton de grès à ciment silico-calcaire (G2) présente la résistance à la compression la plus élevée (116 MPa) et une grande ductilité ($E_c = 31$ GPa). Ce phénomène apparemment paradoxal peut être expliqué comme suit:

a) Le gros granulat ($E_{\text{roche}} = 40$ GPa) et le mortier ($E_{\text{mortier}} = 37$ GPa) ayant des modules élastiques comparables, leur liaison est très intime et il existe un très bon transfert de charge au niveau de l'interface granulat-pâte de ciment hydraté. Cela vaut aux lignes de forces de se répartir dans les grains (fig. 5.5a). Il en résulte une amélioration de la résistance à la compression par rapport au cas précédent. En effet, pour le béton de quartz (Q1), il n'y a qu'une partie des lignes de forces qui traversent les gros granulats et une concentration de contraintes dans la pâte liante (fig. 5.5b).

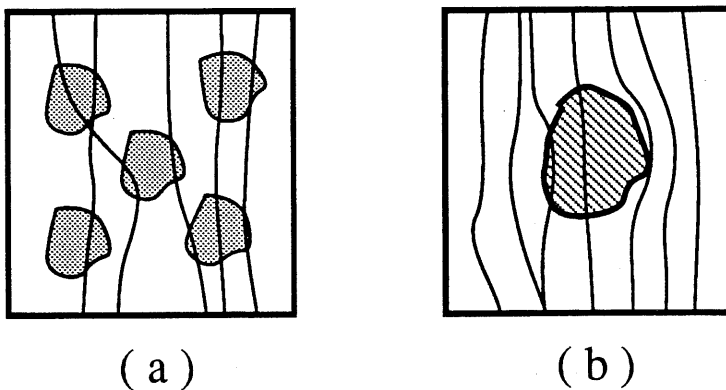


Figure 5.5 - Cheminement des lignes de force pour les bétons de grès (a) et de quartz (b)

Ainsi le parcours des lignes de forces est influencé par chacun des grains de pierre qui, de ce fait, se comporte comme un élément de circuit électrique.

b) La capacité du granulat à se déformer dans une direction pour le grès (coefficient de Poisson $\nu_o = 0,06$ et compression uniaxiale $C_o = 153$ MPa) permet une distribution uniforme des contraintes. De ce fait, la section entière contribue à la résistance à l'opposé de granulats rigides (séries RQ1 par exemple) susceptibles de concentration de contraintes dans des régions spécifiques de la section, créant par conséquent des ruptures prématurées.

c) Le grès étant tendre et relativement poreux (porosité de 6,4%), son adhérence et sa liaison au mortier sont substantiellement améliorées. Ce phénomène a déjà été observé par FAURY (1958) sur des graviers de grès du Maroc qui adhéraient bien au mortier de par leur surface poreuse, donnant des valeurs de f'_c de 3 à 4 fois supérieure à la résistance propre des grains.

3) La règle générale est que plus le rapport $E_{\text{mortier}}/E_{\text{roche}}$ se rapproche de l'unité, plus les résistances à la compression des bétons sont élevées (Tableau 5.5). Cependant, la valeur de f'_c est limitée par la résistance C_o des granulats comme on peut le constater pour les bétons de quartz (Q1) et de quartzite (Q2). Il faut donc choisir des granulats dont la valeur de C_o est supérieure à la valeur de f'_c que l'on cherche à obtenir dans le béton. Au-delà de cette valeur, de forts écarts n'apportent pas des améliorations significatives:

$$\frac{(C_o)_{RG1}}{(C_o)_{RC2}} = \frac{153}{115} = 1,33 \text{ alors que } \frac{(f'_c)_{G1}}{(f'_c)_{C2}} = 1,01.$$

En fait d'autres paramètres interviennent qui compliquent l'analyse (E_o , ν_o , minéralogie).

TABLEAU 5.5 - RELATION ENTRE f_c ET LE RAPPORT EMORTIER / EROCHE

	E_0 (GPa)	C_0 (MPa)	$E_m / E_0^{(1)}$	f_c (MPa)
G2	40	147	0,97	116
G3	49	138	0,75	111
G1	29	153	1,27	107
C2	47	115	0,79	106
C1	59	92	0,63	105
Q1	44	87	0,84	99,3
Q2	32	91	1,15	99,7

⁽¹⁾ $E_m = 37$ GPa à 91 d

4) Pour un type de gros granulat donné, le module élastique E'_c du béton augmentera avec la résistance du béton. L'âge du béton influence aussi la valeur de E'_c mais pas de la même importance que le facteur "nature minéralogique du gros granulat".

Les facteurs qui affectent le module élastique du béton n'ont pas toujours un effet correspondant sur la résistance à la compression du béton. L'utilisation d'un gros granulat avec un module élastique E_0 élevé, par exemple, augmentera le module de déformation E'_c du béton mais n'augmentera pas nécessairement sa résistance. C'est le cas du béton de quartz (serie Q1). En pratique, cela signifie aussi que des bétons de résistances à la compression f_c similaires mais confectionnés avec différents granulats peuvent avoir des modules élastiques E'_c substantiellement différents. Par exemple, à 91d, le béton de grès à ciment siliceux (G1) de résistance à la compression f_c de 107 MPa, a un module E'_c de 27 GPa. Pour la même résistance (106 MPa), le module de déformation du béton de calcaire dolomitique (C2) est de 44 GPa, soit un écart relatif de + 63%.

$$\frac{C_2}{G_1} \Big|_{f'_c} = 0,99 \quad \frac{C_2}{G_1} \Big|_{E'_c} = 1,63$$

Notons que pour des contraintes de rupture très proches, SIMONNET (1985) a constaté des écarts significatifs entre les valeurs de E'_c (34 GPa et 26 GPa) et les déformations relatives correspondant à la contrainte maximale ($1,6 \cdot 10^{-3}$ et $2,25 \cdot 10^{-3}$) pour deux bétons, l'un confectionné avec un gros granulat de granite ivoirien et l'autre confectionné, dans les mêmes conditions, avec un granulat silico-calcaire de Seine.

Ainsi, la nature des granulats joue un rôle aussi important que le rapport E/C au niveau de la valeur de E'_c . Il en découle que les formules universelles prédisant le module élastique d'un béton à partir de la simple connaissance de sa résistance à la compression doivent être utilisés avec précaution.

5.4.2 Résistance à la traction

La résistance à la traction par fendage a été mesurée à 91d sur des cylindres 100 x 200 mm (Tableau 5.6). Il est connu que la valeur à long terme de f_t est atteinte plus tôt que celle de f_c . Cela est dû à la relation non linéaire entre les deux résistances.

L'influence du type de gros granulats est illustrée dans le tableau 5.6, sur les différences moyennes (Δ) obtenues en soustrayant le rapport f_t/f_c du béton de granite (série G3), exprimé en %, de ceux des mélanges correspondants aux sept types de gros granulats.

TABLEAU 5.6 - RÉSISTANCE À LA TRACTION: INFLUENCE DE LA NATURE DES GRANULATS

	G1	G2	G3	Q1	Q2	C1	C2
Traction (MPa)	4,2	4,9	4,8	4,1	4,5	4,8	5,3
Compression (MPa)	107	116	111	99,3	99,7	105	106
Δ (‰) ⁽¹⁾	- 4	- 1	0	- 2	+ 2	+ 3	+ 7

(1) voir texte

Il est évident que le rapport des résistances est plus grand pour les bétons de calcaire (séries C1 et C2). Une explication possible est que la forte adhérence entre la pâte et le gros granulat développée par les calcaires cause une augmentation plus notable en traction qu'en compression. Le rapport f_t/f_c est moindre avec les bétons de granulats siliceux qu'avec les bétons de calcaire.

5.4.3 Validité des relations du type $E'_c = \psi (f'_c)$

La mesure du module élastique des bétons requiert un équipement complexe et coûteux. Aussi, plusieurs tentatives ont eu lieu dans le passé pour relier le module statique du béton à la résistance à la compression vu la simplicité de cette dernière mesure. Pour les bétons ordinaires, les relations ont été développées en se basant sur le fait que l'allongement à la rupture est approximativement constant et que le rapport E/C gouverne presque exclusivement les valeurs de f'_c et de E'_c . Ainsi la courbe de comportement $\sigma - \epsilon$ est caractérisée par un plus grand module élastique pour un accroissement de la résistance à la compression.

De telles corrélations peuvent nous induire dans l'erreur, dans le cas des BHP, car nous savons actuellement que le type de granulats influence dans une large mesure le module élastique des bétons. Nous avons présenté au chapitre 3 des relations empiriques de type $E'_c = \psi (f'_c)^{1/n}$, $n = 2,3$, proposées par les codes européen (C.E.B. 90, éq. 3.16), norvégien (NS.3473, éq. 3.17) et américain (A.C.I. 363, éq. 3.18). Ces formules ont été ajustées pour des valeurs de f'_c pouvant atteindre 80 MPa:

$$\begin{array}{ll} \text{- C.E.B. 90} & E'_c = 10 (f'_c + 8)^{1/3} \end{array} \quad (3.16)$$

$$\begin{array}{ll} \text{- N.S. 3473} & E'_c = 9,5 (f'_c)^{0,3} \end{array} \quad (3.17)$$

$$\begin{array}{ll} \text{- A.C.I. 363} & E'_c = 3,32 (f'_c)^{1/2} + 6,9 \end{array} \quad (3.18)$$

Nous présentons dans les tableaux 5.7 et 5.8 les valeurs théoriques prédites par les 3 codes et les valeurs expérimentales mesurées à 28d et à 91d, pour des cylindres 100 x 200 mm. Les écarts relatifs entre les valeurs théoriques et expérimentales y sont également donnés.

TABLEAU 5.7 - $E_c = \psi(f_c)$ À 28 d

VALEURS PRÉDITES vs VALEURS EXPÉRIMENTALES

		Q 1	Q 2	C 1	C 2	G 3	G 2	G 1
Valeurs mesurées Cylindres 100 x 200 mm	f_c (MPa) n = 3	90,8	89,2	95,3	98,0	103	102	101
	E_c (GPa) n = 2	42	41	40	40	40	31	24
Valeurs calculées E^* (GPa)	C.E.B. 90 Eq. 3.16	45	46	47	47	48	48	48
	N.S. 3473 Eq. 3.17	38	37	37	38	38	38	38
	A.C.I. 363 Eq. 3.18	39	38	39	40	41	40	40
Différences $\frac{E^* - E_c}{E_c} \times 100$	C.E.B. 90 Eq. 3.16	+7%	+12%	+17%	+17%	+20%	+55%	+100%
	N.S. 3473 Eq. 3.17	-10%	-10%	-7%	-5%	-5%	+23%	+58%
	A.C.I. 363 Eq. 3.18	-7%	-7%	-2%	0%	+2%	+29%	+67%

TABLEAU 5.8 - $E_c = \psi(f_c)$ À 91 d

VALEURS PRÉDITES vs VALEURS EXPÉRIMENTALES

		Q 1	Q 2	C 1	C 2	G 3	G 2	G 1
Valeurs mesurées Cylindres 100 x 200 mm	f_c (MPa) n = 3	99,3	99,7	105	106	111	116	107
	E_c (GPa) n = 2	45	42	42	44	41	31	27
Valeurs calculées E^* (GPa)	C.E.B. 90 Eq. 3.16	48	48	48	48	49	50	49
	N.S. 3473 Eq. 3.17	38	38	38	38	39	40	39
	A.C.I. 363 Eq. 3.18	40	40	41	41	42	43	41
Différences $\frac{E^* - E_c}{E_c} \times 100$	C.E.B. 90 Eq. 3.16	+7%	+14%	+14%	+9%	+20%	+61%	+81%
	N.S. 3473 Eq. 3.17	-16%	-10%	-10%	-14%	-5%	+29%	+31%
	A.C.I. 363 Eq. 3.18	-11%	-5%	-2%	-7%	+2%	+39%	+52%

Pour l'ensemble des séries, à 28d, les écarts relatifs sont en moyenne respectivement de 33%, 17% et 16% par rapport aux codes européen, norvégien et américain. À 91d, ils sont respectivement de 29%, 16% et 17%. La formule du CEB 90 surestime le module élastique de nos bétons dont la résistance se situe entre 85 et 120 MPa (voir figure 5.6). La relation du code norvégien sous-estime les valeurs mesurées expérimentalement pour les séries Q1, Q2, C1, C2 et G3 (voir figure 5.6). En raison de la grande ductilité des bétons réalisés avec les deux grès (séries G1 et G2), les formules permettant de prédire E'_c à partir de la simple connaissance de f'_c ne sont pas appropriées (voir figure 5.6). Par exemple, la valeur de E'_c pour la série G1 est surestimée de 100% par la formule du CEB 90 à 28d et de 52% par la relation de l'ACI 363 à 91d (voir tableaux 5.7 et 5.8).

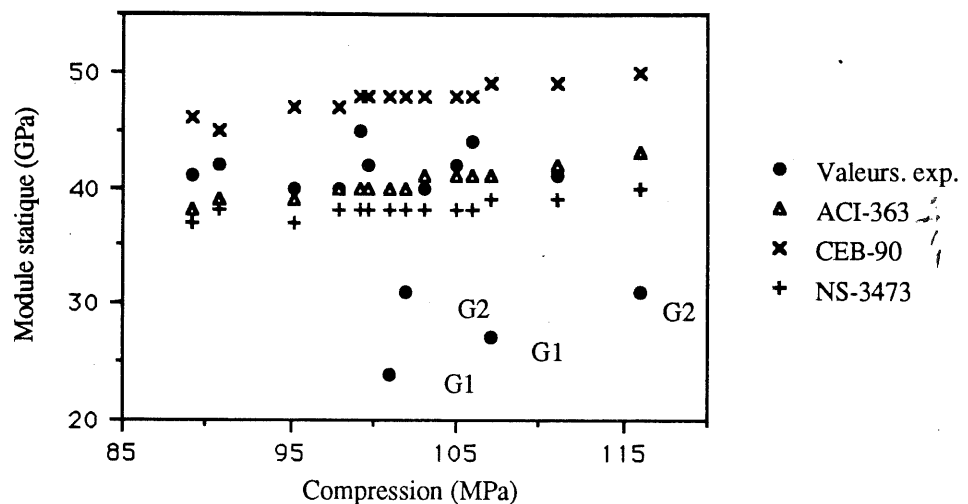


Figure 5.6 - Validité des relations $E'_c = \psi(f'_c)$ proposées par divers codes nationaux.

5.4.4 Validité des relations du type $f'_t = \psi(f'_c)$

Nous avons présenté au chapitre 3 diverses formules reliant la résistance à la traction indirecte par fendage f'_t à la résistance à la compression f'_c :

$$f'_t = \frac{f'_c}{5 + 0,145 f'_c} \quad (3.13)$$

$$f'_t = 0,46 (f'_c)^{0,55} \quad (3.14)$$

et

$$f'_t = 0,54 \sqrt{f'_c} \quad (3.15)$$

Nous présentons dans le tableau 5.9 les valeurs prédites par les 3 corrélations et les valeurs expérimentales obtenues à 91d sur des cylindres 100 x 200 mm.

TABLEAU 5.9 - PRÉDICTION DE LA RÉSISTANCE À LA TRACTION

$$f_t = \psi(f_c)$$

	BORTOLLOTTI Équation (3-13)		AHMAD et SHAH Équation (3-14)		CARRASQUILLO Équation (3-15)		Équation (5-3)	EXPER.
C1	5,2	+ 8 %	5,9	+ 23 %	5,5	+ 15 %	4,6 - 4 %	4,8
C2	5,2	- 2 %	6,0	+ 13 %	5,6	+ 6 %	4,6 - 13 %	5,3
G1	5,2	+ 24 %	6,0	+ 43 %	5,6	+ 33 %	4,6 + 9 %	4,2
G2	5,3	+ 8 %	6,3	+ 29 %	5,8	+ 18 %	4,7 - 4 %	4,9
G3	5,3	+ 10 %	6,1	+ 27 %	5,7	+ 19 %	4,7 - 2 %	4,8
Q1	5,1	+ 24 %	5,8	+ 41 %	5,4	+ 32 %	4,5 + 10 %	4,1
Q2	5,1	+ 13 %	5,8	+ 29 %	5,4	+ 20 %	4,5 0 %	4,5

Les équations (3.14) et (3.15) surestiment les valeurs de f'_t obtenues. La formule proposée par BORTOLLOTTI (3.13) nous apparaît être la plus appropriée. En se basant sur l'équation (3.13), nous proposons pour les valeurs obtenues, la formule suivante:

$$f'_t = \frac{f'_c}{5 + 0,170 f'_c} \quad (5.3)$$

Les données expérimentales sont ainsi prédites à $6 \pm 4\%$ près.

$$f'_t = 0,46 (f'_c)^{0,55} \quad (3.14)$$

et

$$f'_t = 0,54 \sqrt{f'_c} \quad (3.15)$$

Nous présentons dans le tableau 5.9 les valeurs prédites par les 3 corrélations et les valeurs expérimentales obtenues à 91d sur des cylindres 100 x 200 mm.

TABLEAU 5.9 - PRÉDICTION DE LA RÉSISTANCE À LA TRACTION

$$f'_t = \psi(f'_c)$$

	BORTOLLOTTI Équation (3-13)		AHMAD et SHAH Équation (3-14)		CARRASQUILLO Équation (3-15)		Équation (5-3)		EXPER.
C1	5,2	+ 8 %	5,9	+ 23 %	5,5	+ 15 %	4,6	- 4 %	4,8
C2	5,2	- 2 %	6,0	+ 13 %	5,6	+ 6 %	4,6	- 13 %	5,3
G1	5,2	+ 24 %	6,0	+ 43 %	5,6	+ 33 %	4,6	+ 9 %	4,2
G2	5,3	+ 8 %	6,3	+ 29 %	5,8	+ 18 %	4,7	- 4 %	4,9
G3	5,3	+ 10 %	6,1	+ 27 %	5,7	+ 19 %	4,7	- 2 %	4,8
Q1	5,1	+ 24 %	5,8	+ 41 %	5,4	+ 32 %	4,5	+ 10 %	4,1
Q2	5,1	+ 13 %	5,8	+ 29 %	5,4	+ 20 %	4,5	0 %	4,5

Les équations (3.14) et (3.15) surestiment les valeurs de f'_t obtenues. La formule proposée par BORTOLLOTTI (3.13) nous apparaît être la plus appropriée. En se basant sur l'équation (3.13), nous proposons pour les valeurs obtenues, la formule suivante:

$$f'_t = \frac{f'_c}{5 + 0,170 f'_c} \quad (5.3)$$

Les données expérimentales sont ainsi prédites à $6 \pm 4\%$ près.

5.5 Différences de comportement dans la forme des courbes contrainte-déformation: influence de la nature minéralogique des gros granulats

Un des objectifs de notre travail était de montrer les différences de comportement dans l'allure des courbes contrainte-déformation selon la nature des gros granulats. Les granulats, contrairement à ce que l'on croit souvent, ne jouent pas seulement un rôle passif de remplissage et de support. Ils affectent très fortement la forme de l'hystérèse enregistrée durant les mesures du module d'élasticité et ce, bien que le béton ne soit alors chargé qu'à 40% de sa charge de rupture ultime.

Nous analyserons en relation avec la nature des granulats, les déformations résiduelles, la forme et la surface des boucles d'hystérésis enregistrées. Les cycles charge-décharge obtenus pour chacune des séries, sont montrés aux figures 5.7 à 5.13 .

5.5.1 Déformations résiduelles

Au cours du premier cycle, il se produit des déformations résiduelles (variant de $1,2 * 10^{-5}$ pour le béton de quartzite à $6,6 * 10^{-5}$ pour le béton de grès à ciment silico-calcaire) assez importantes traduisant vraisemblablement un endommagement des bords des microfissures. Au cours des cycles suivants, les déformations résiduelles s'atténuent considérablement (Tableau 5.10 et figure 5.14).

TABLEAU 5.10 - DÉFORMATIONS RÉSIDUELLES ENREGISTRÉES
AU COURS DES TROIS PREMIERS CYCLES

Déformations résiduelles ($\times 10^{-5}$)								
	C1	C2	G1	G2	G3	Q1	Q2	
CYCLE 1	2,5	3,7	5,7	6,6	2,5	2,9	1,2	
CYCLE 2	0,8	1,0	1,6	2,0	1,0	0	0,4	
CYCLE 3	0	0,8	1,4	1,6	1,0	0	0,4	

Cylindres 150 x 300 mm

$f_c = 96,0 \text{ MPa}$

CALCAIRE MÉTAMORPHIQUE

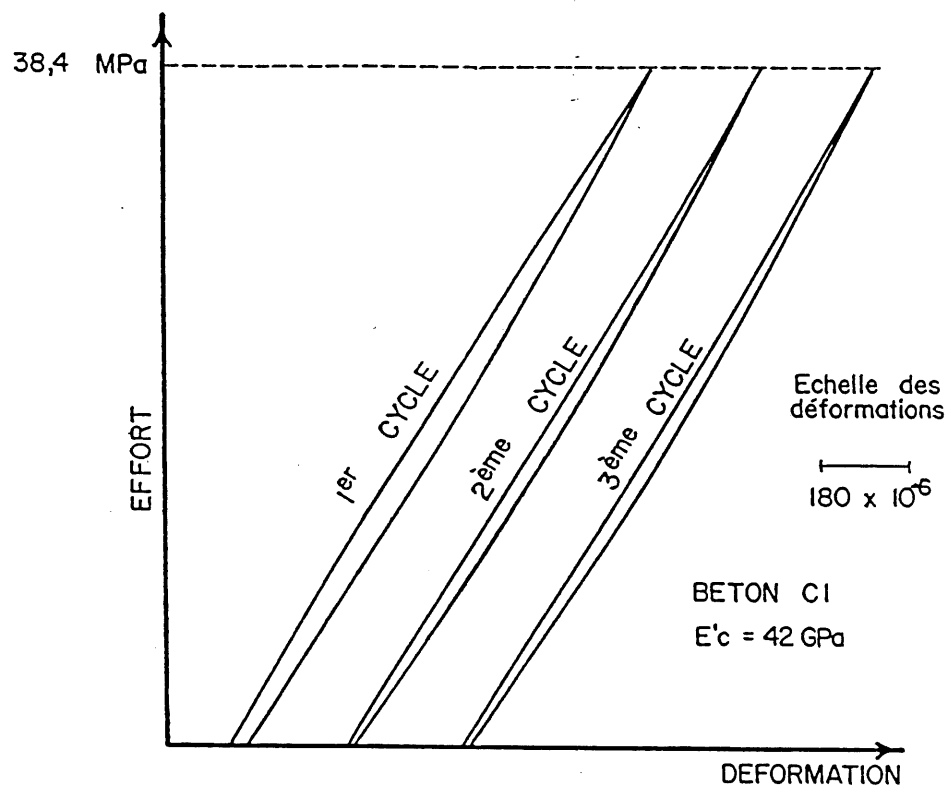


Figure 5.7 - Courbe contrainte-déformation à $0,4 f_c$
Béton de calcaire métamorphique

Cylindres 150 x 300 mm

$f_c = 101 \text{ MPa}$

CALCAIRE DOLOMITIQUE

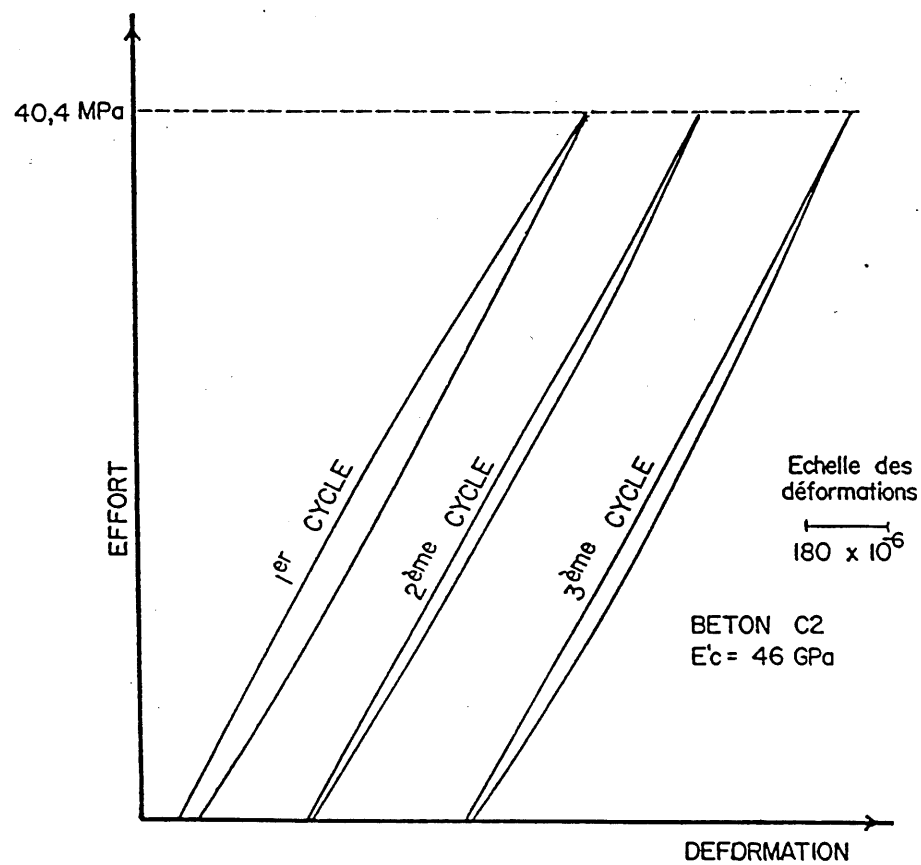


Figure 5.8 - Courbe contrainte-déformation à $0,4 f_c$
Béton de calcaire dolomitique

Cylindres 150 x 300 mm

$f_c = 102 \text{ MPa}$

GRÈS À CIMENT SILICIEUX

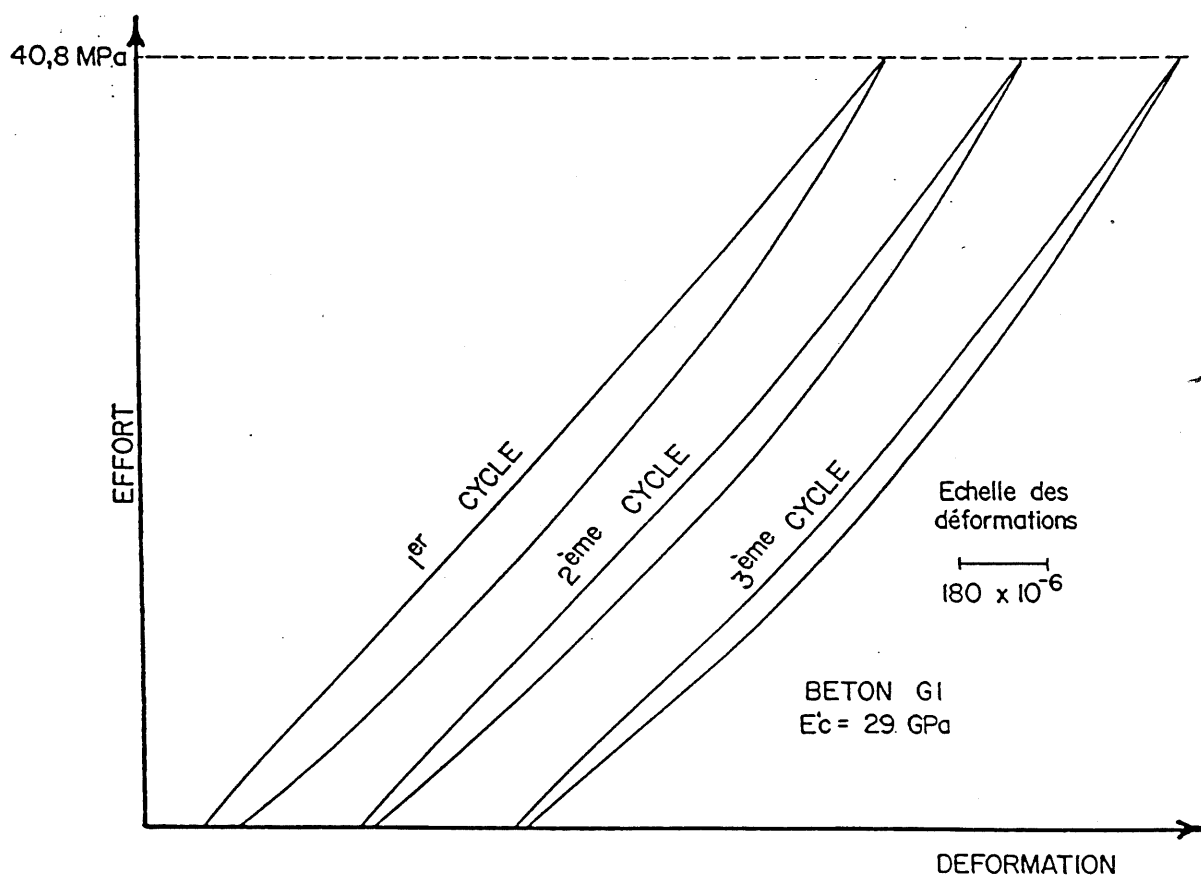


Figure 5.9 - Courbe contrainte-déformation à $0,4 f_c$
Béton de grès à ciment silicieux

Cylindres 150 x 300 mm

$f_c = 106 \text{ MPa}$

GRÈS À CIMENT SILICO-CALCAIRE

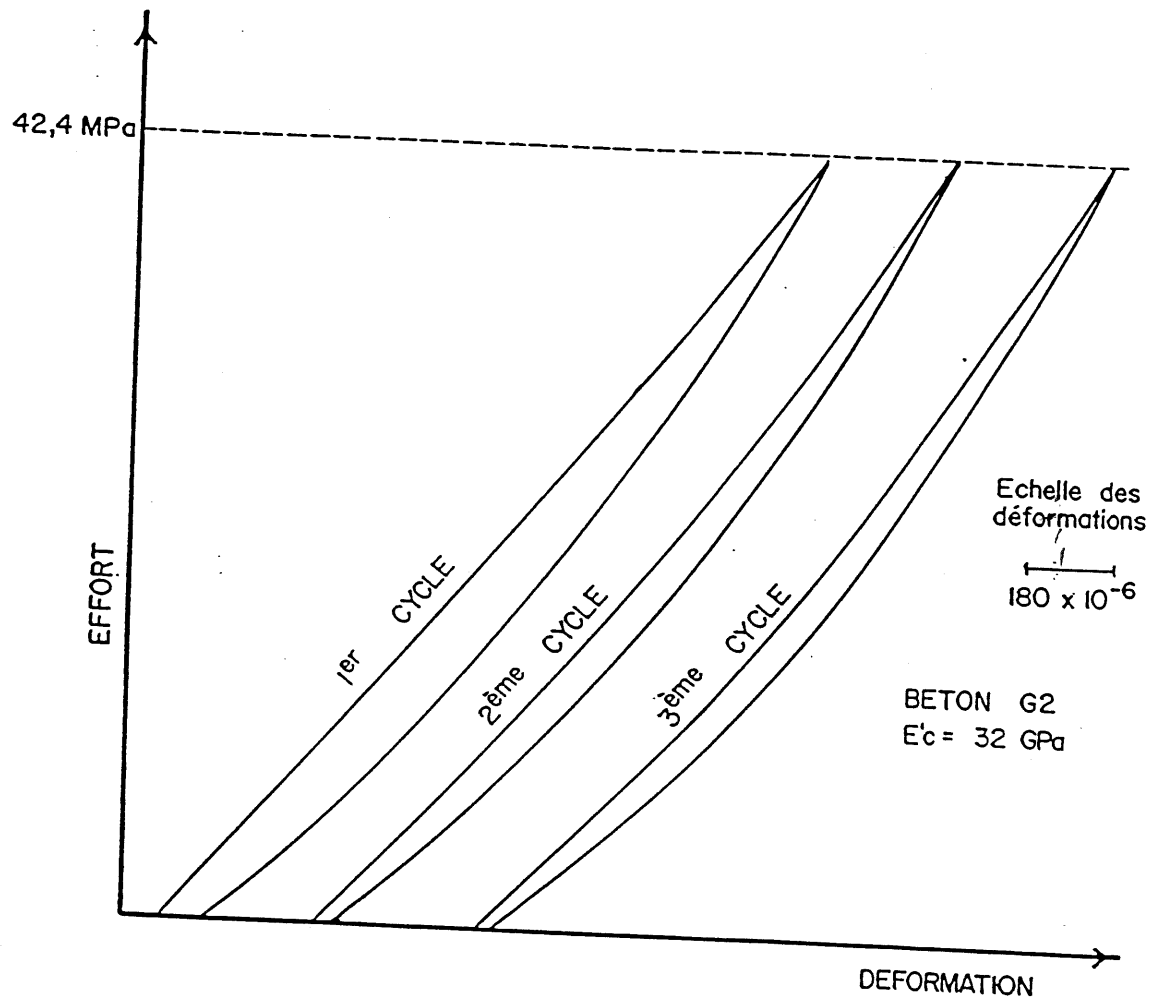


Figure 5.10 - Courbe contrainte-déformation à $0,4 f_c$
Béton de grès à ciment silico-calcaire

Cylindres 150 x 300 mm

$f_c = 103 \text{ MPa}$

GRANITE

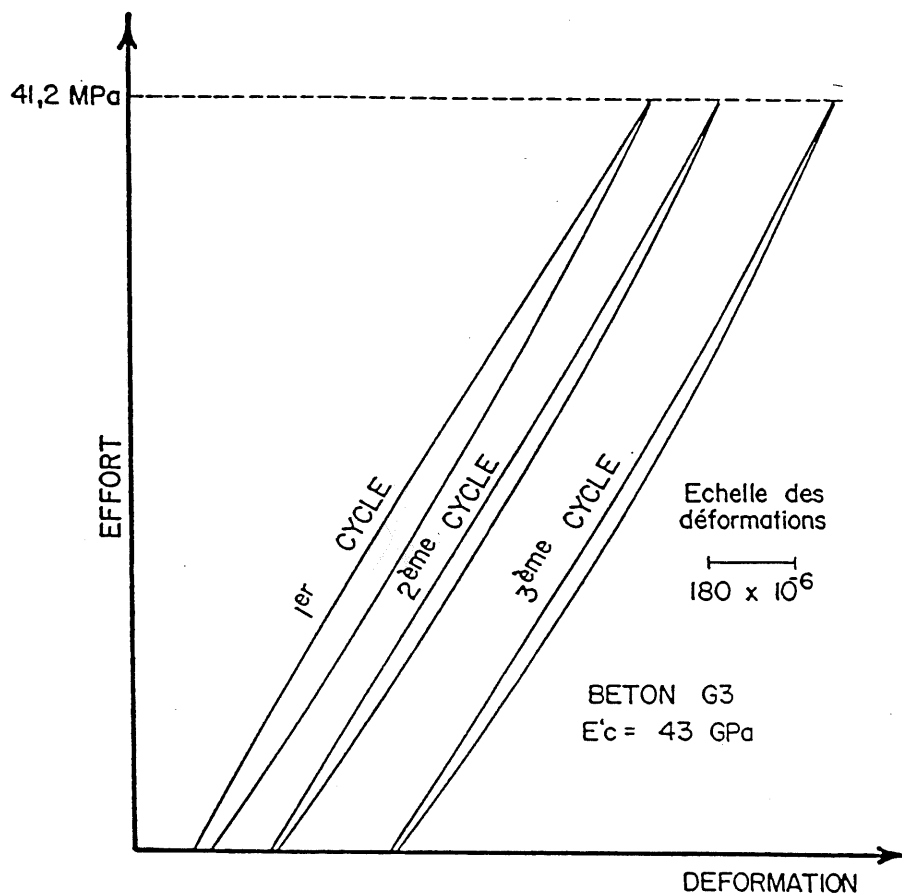


Figure 5.11 - Courbe contrainte-déformation à $0,4 f_c$
Béton de granite

Cylindres 150 x 300 mm

$f_c = 89,6 \text{ MPa}$

QUARTZ

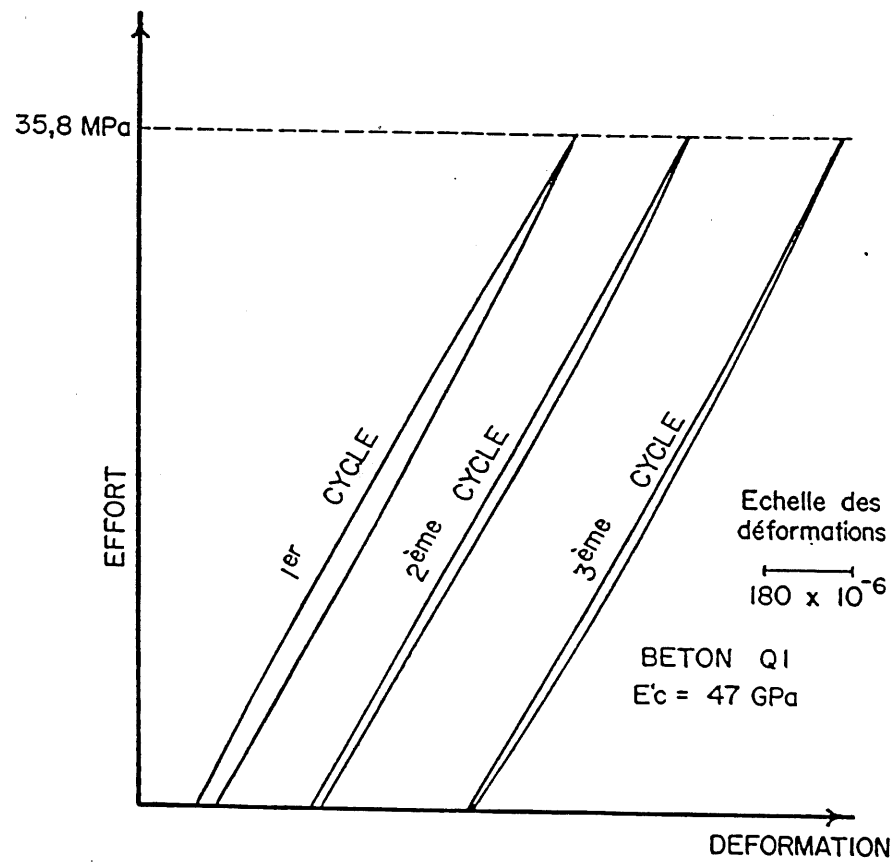


Figure 5.12 - Courbe contrainte-déformation à $0,4 f_c$
Béton de quartz

Cylindres 150 x 300 mm

$f_c = 91,6 \text{ MPa}$

QUARTZITE

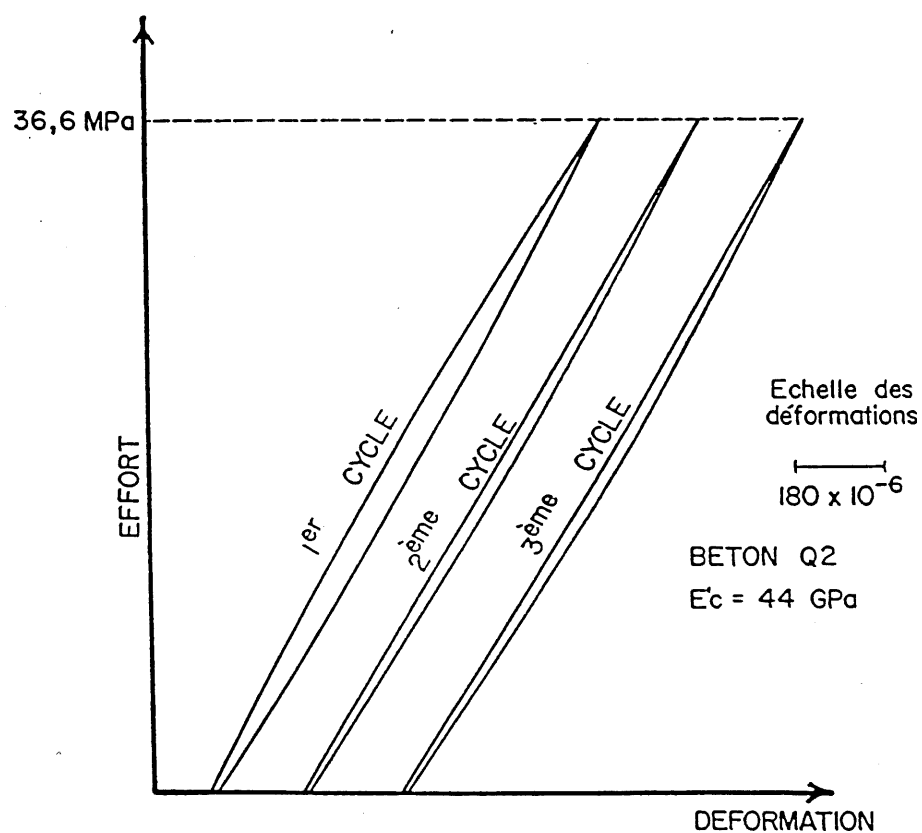


Figure 5.13 - Courbe contrainte-déformation à $0,4 f_c$
Béton de quartzite

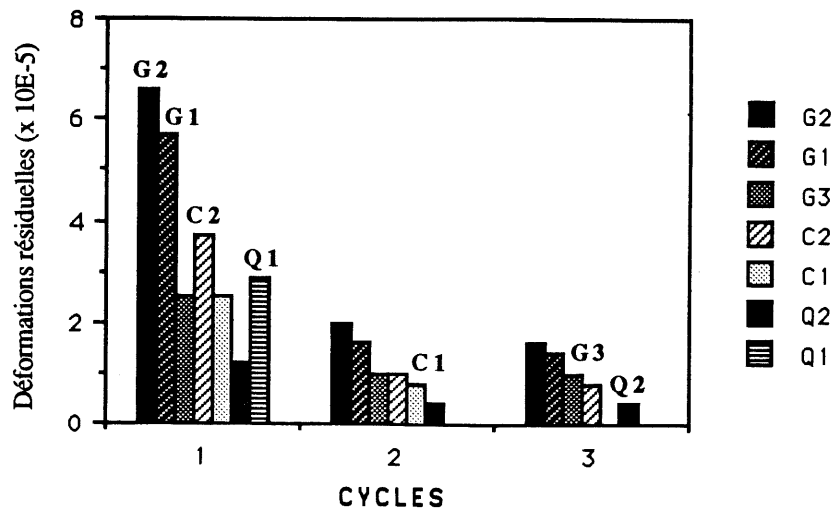
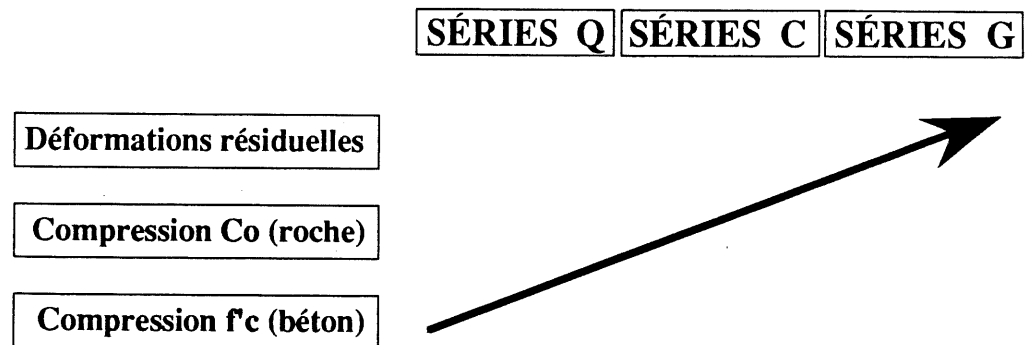


Figure 5.14 - Évolution des déformations résiduelles au cours des trois premiers cycles

Les déformations résiduelles les plus faibles ont été enregistrées avec les bétons de quartz (Q1 et Q2) et les bétons de calcaire (C1 et C2). Il est à noter qu'il existe une relation directe entre $\epsilon_{rés.}$ et les résistances à la compression de la roche (C_0) et du béton (f_c).



5.5.2 Forme des hystérèses

Lors des cycles statiques charge-décharge, à un degré de chargement correspondant à 40% de la résistance ultime, la forme des boucles d'hystérésis est fortement influencée par la nature des gros granulats. Elle serait liée au temps de relaxation des gros granulats utilisés dans les BHP. La réaction des bétons testés, à faible rapport eau/liant, démontre clairement le rôle actif joué par la nature minéralogique des gros granulats. (figure 5.15)

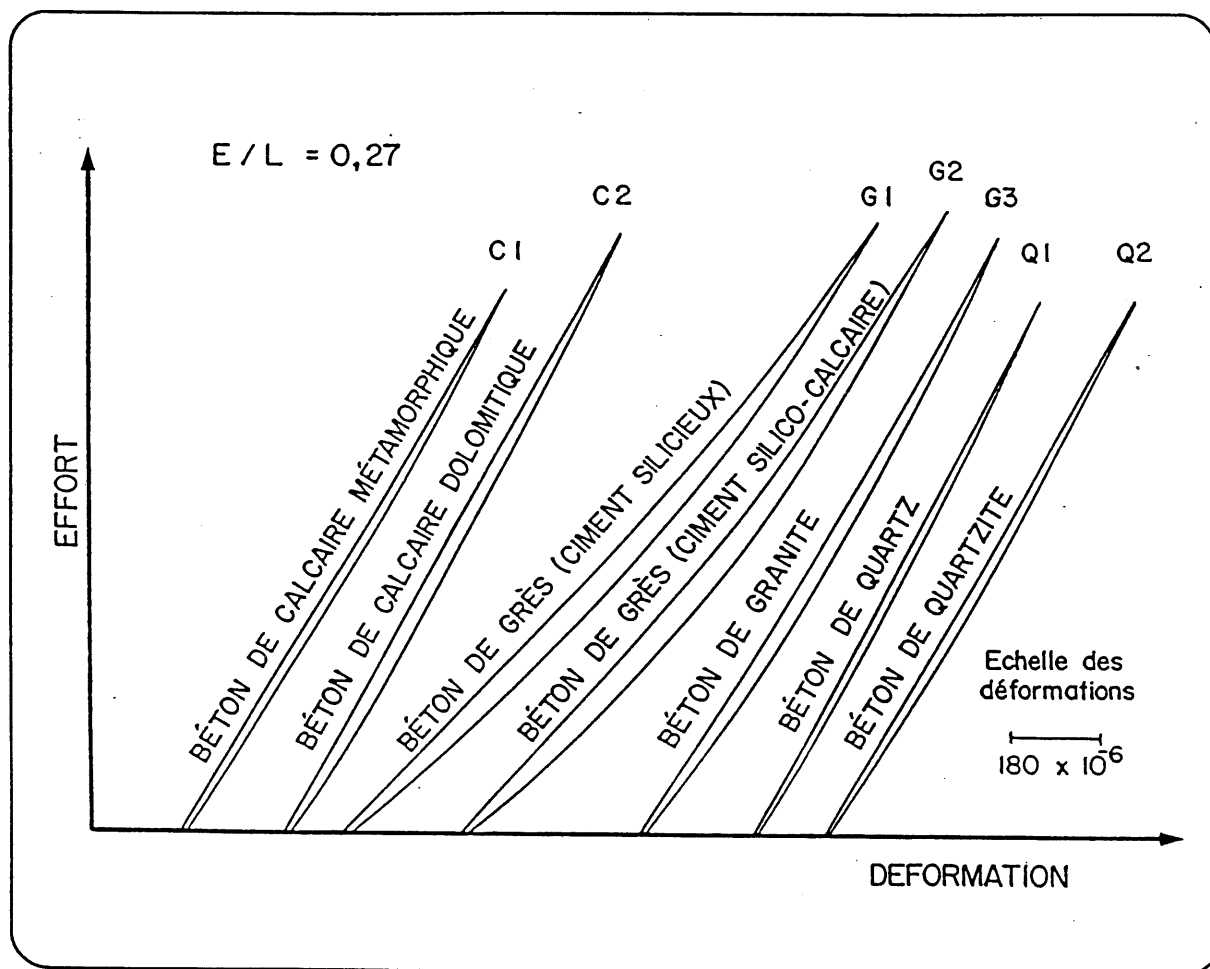


Figure 5.15 - Influence de la nature des gros granulats sur la forme des boucles d'hystérésis enregistrées

Au cours du chargement, l'allure des courbes des bétons de grès G1 et G2 (figures 5.9 et 5.10) présentent une très forte concavité, augmentant avec les cycles. Les courbes sont convexes du côté de l'axe des déformations. Jusqu'à 40% de la charge ultime, la position du point d'inflexion, s'il existe, est loin d'être atteinte.

Les bétons de quartz Q1 et Q2 et de granite G3 présentent une légère concavité au cours des deux derniers cycles. Les courbes sont convexes du côté de l'axe des déformations. Cependant, au cours du 1er cycle de chargement, les courbes sont convexes du côté de l'axe des contraintes (figures 5.12 et 5.13).

Par contre, les bétons de calcaire C1 et C2 donnent des courbes parfaitement linéaires (figures 5.7 et 5.8). Dans ce cas, la valeur du module élastique reste constante tout au long du chargement. Notons qu'au cours du premier cycle, les courbes enregistrées sont légèrement convexes du côté de l'axe des contraintes.

Dans le cadre de notre étude, pour les bétons confectionnés, les boucles d'hystérésis enregistrées peuvent être regroupées en trois grandes familles correspondant à 3 comportements rhéologiques:

		visco-élastique linéaire	visco-élastique quasi-linéaire	visco-élastique non linéaire
Bétons de calcaire	C1	X		
	C2	X		
Bétons de quartz	Q1			X
	Q2			X
Béton de granite	G3			X
Bétons de grès	G1			X
	G2			X

L'influence des gros granulats dans la forme de la courbe $\sigma - \epsilon$ est évidente comme le confirme la grande similarité de la forme des courbes d'hystérésis des bétons avec celles des courbes correspondantes aux roches desquelles les gros granulats sont extraits (figure 5.16). Par exemple, le caractère visco-élastique non linéaire prédominant dans le grès à ciment siliceux (RG1) se retrouve dans l'allure de la branche ascendante du béton (G1). Les boucles d'hystérésis du calcaire métamorphique (RC1), de nature très isotrope, sont parfaitement linéaires lors du chargement. Le même comportement linéaire est décelé dans le béton (C1)

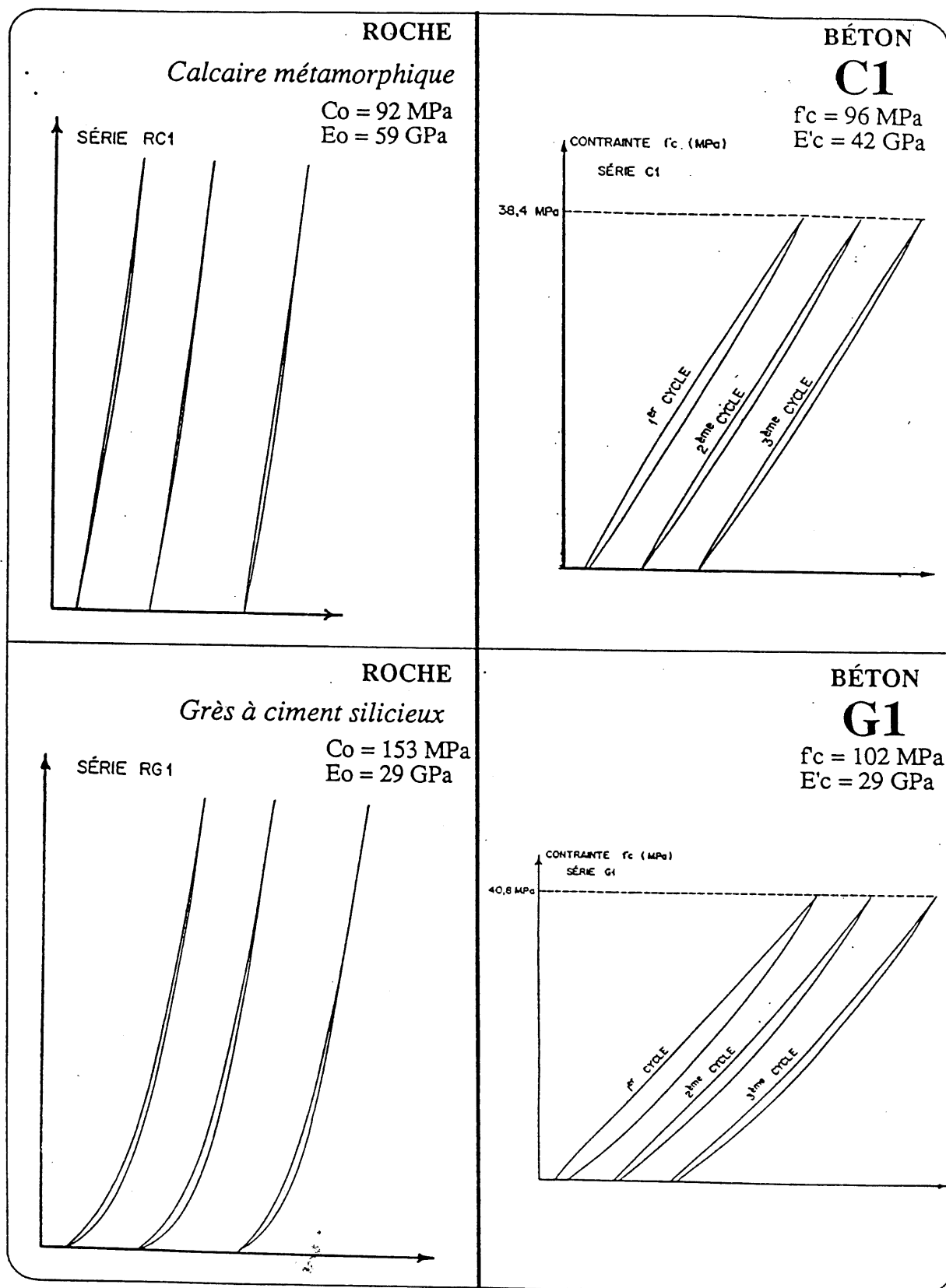


Figure 5.16 - Similarité des hystérèses des bétons avec celles des roches

5.5.3 Largeur et surface des boucles d'hystérésis

À la suite de l'analyse des déformations résiduelles et de l'allure de la branche ascendante des cycles charge-décharge, on s'est ensuite intéressé à l'évolution de la largeur des boucles d'hystérésis ($\Delta\epsilon$) au cours des trois premiers cycles, à un niveau de chargement de 20 MPa, correspondant à peu près à 50 % de $0,4 f_c$ (Tableau 5.11 et figure 5.17).

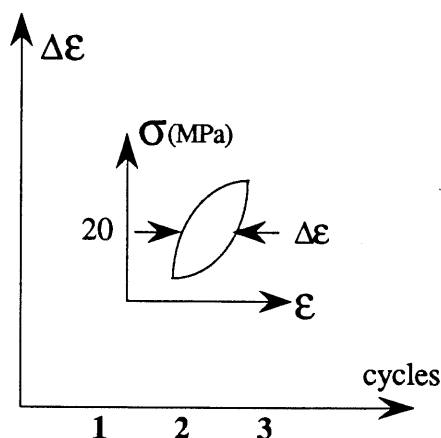


TABLEAU 5.11 - ÉVOLUTION DE LA LARGEUR DES BOUCLES
À UN NIVEAU DE CHARGEMENT DE 20 MPa

Largeur des boucles d'hystérésis $\Delta \epsilon$ ($\times 10^{-5}$)							
	Q1	Q2	C1	C2	G3	G1	G2
CYCLE 1	6,0	7,5	6,5	5,7	6,6	13,9	17,5
CYCLE 2	3,0	4,0	4,0	4,1	4,1	7,8	10,5
CYCLE 3	3,0	3,5	3,5	3,7	3,7	7,0	9,0

On constate que les valeurs de $\Delta\epsilon$ diminuent d'un cycle à un autre. La largeur des boucles varie avec la nature des gros granulats utilisés dans la fabrication des bétons. Elle croit en passant respectivement d'un béton de quartz (Q1 et Q2) à un béton de calcaire (C1 et C2), à un béton de

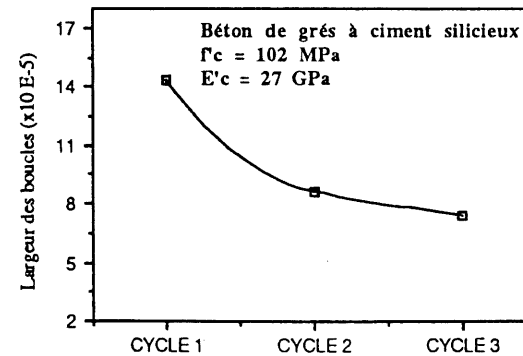
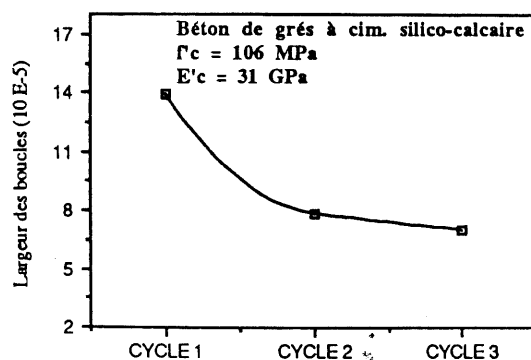
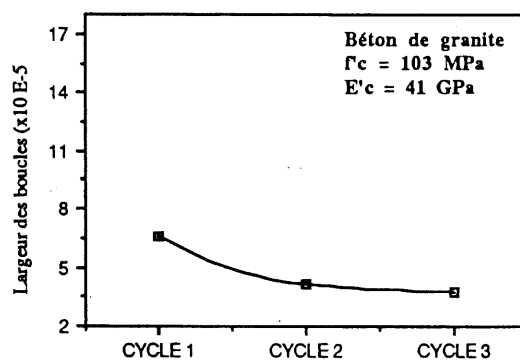
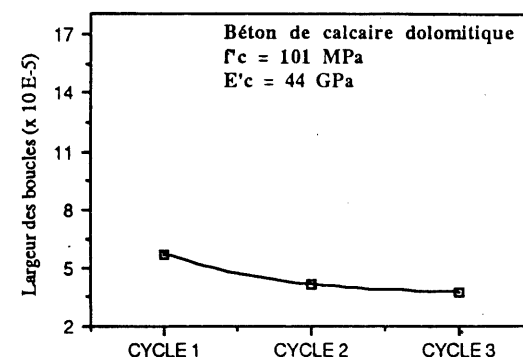
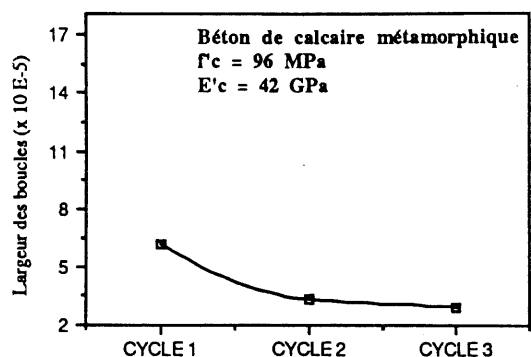
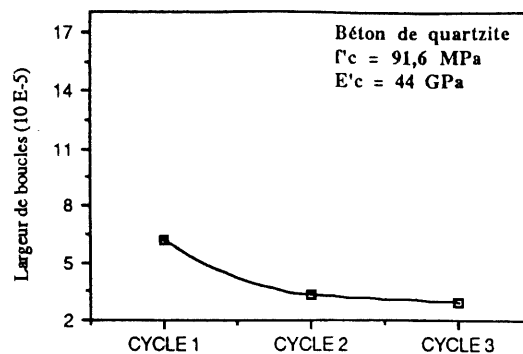
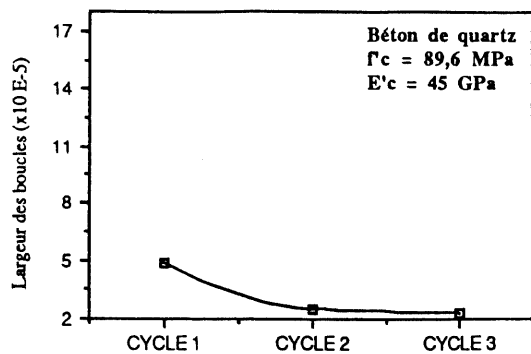


Figure 5.17 - Largeur des boucles d'hystérésis à un niveau de chargement de 20 MPa.

granite (G3) et finalement aux bétons de grès (G1 et G2). À titre de comparaison, nous présentons à la figure 5.18 l'évolution de la largeur des boucles d'hystérésis, au cours du 3^e cycle, à différents niveaux de chargement (de 5 à 35 MPa avec un incrément de 5 MPa) pour les bétons de calcaire dolomitique (C2), de grès à ciment silico calcaire (G2) et de quartz (Q1). La largeur des boucles croît avec la résistance à la compression des roches.

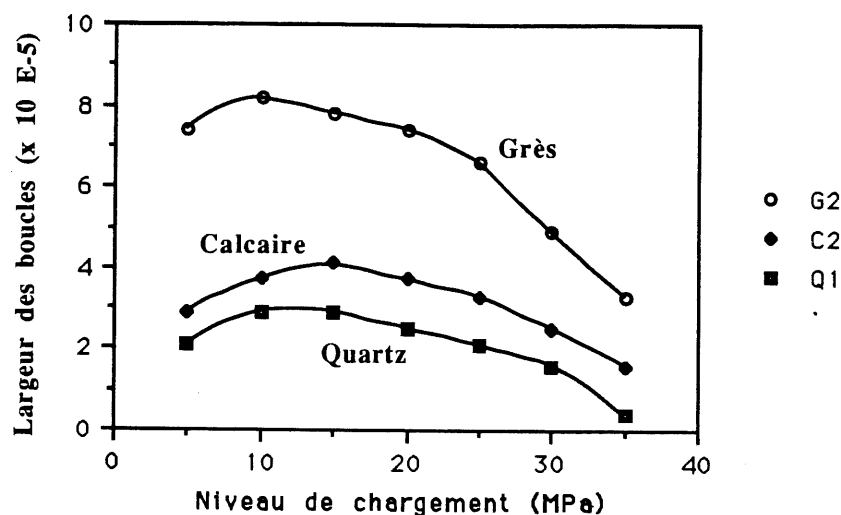


Figure 5.18 - Évolution de la largeur des boucles d'hystérésis à différents niveaux de chargement.

Au cours du 3^e cycle, les hystérèses se ferment considérablement du fait de la stabilisation de la microfissuration. Afin d'estimer l'énergie stockée (énergie absorbée S_1 - énergie dissipée S_2) par unité de volume et par cycle, nous avons calculé la surface S des boucles d'hystérésis à partir de l'équation (3.1):

$$S = S_1 - S_2 = \frac{E}{2} \varepsilon_m^2 + b \varepsilon_m - \frac{\sigma_m}{\alpha}$$

La surface S est corrigée pour tenir compte des différences de palier de chargement atteint en raison des écarts au niveau des valeurs de f_c :

$$S_{\text{corrigée}} = S_{\text{enregistrée}} * \frac{(f'_c)_{Q1}}{f'_c}$$

Nous avons choisi le béton de quartz (Q1) puisqu'il présente la résistance la plus faible (89,6 MPa) (voir tableau 5.12).

TABLEAU 5.12 - ÉNERGIE STOCKÉE (ΔU) AU COURS DU CYCLE
CHARGE-DÉCHARGE À 0,4 f_c

	S enr. / unité de vol.	S cor. / unité de vol.	ΔU (Joules) *
Q1	588	588	3,1
Q2	609	596	3,2
C1	640	597	3,2
C2	1014	899	4,8
G3	967	840	4,5
G2	2191	1850	9,8
G1	2326	2040	10,8

* Énergie totale $\Delta U = S_{cor.} \times \text{Volume de l'échantillon}$

Il en ressort que les bétons de quartz (Q1 et Q2) présentent les hystérésis les plus étroites, suivis des bétons de calcaire (C1 et C2). L'énergie stockée par les bétons de grès ($(\Delta U)_{G1} = 10,8$ joules et $(\Delta U)_{G2} = 9,8$ joules) est considérablement plus élevée. Cela pourrait être dû à la mollesse substantielle des grès.

Nous avons trouvé une relation directe entre l'énergie Δu et la résistance à la compression C_o de la roche (le béton de granite faisant exception). Plus le granulats est résistant, plus l'énergie dissipée (S_2) sera moindre et plus l'énergie stockée ΔU sera grande (figure 5.19).

	Q1	Q2	C1	C2	G2	G1
ΔU (joules)	3,12	3,16	3,16	4,77	9,81	10,81
C_o (MPa)	87	91	92	115	147	153

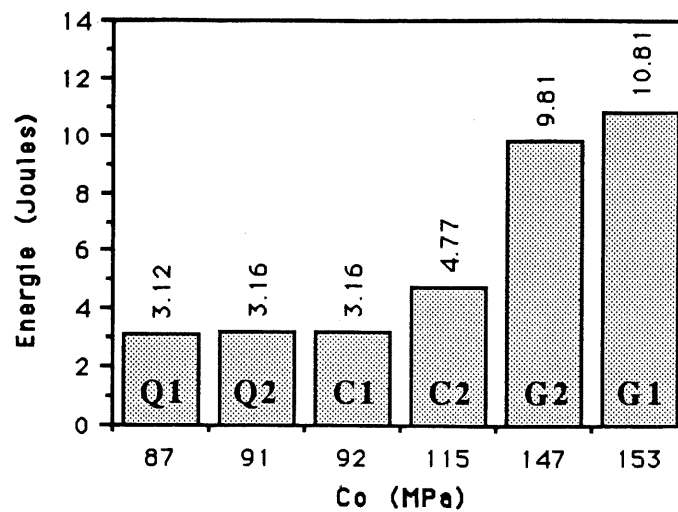


Figure 5.19 - Relation entre l'énergie stockée ΔU et la résistance à la compression C_o des roches

Pour les bétons de calcaire (C1 et C2), de grès (G1 et G2) et de granite (G3), l'énergie ΔU est moindre pour un module élastique E_o de la roche plus grand (figure 5.20).

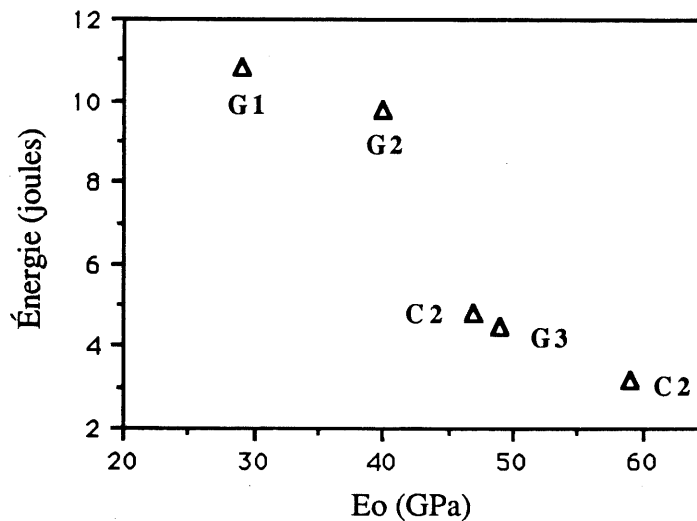


Figure 5.20 - Énergie ΔU vs module E_o pour les séries C et G

Au niveau du comportement visco-élastique des bétons à haute performance, il est évident que les gros granulats participent activement et directement à la viscosité.

5.6 Influence du diamètre ϕ des éprouvettes sur les mesures de f'_c et de E'_c

Les essais de résistance à la compression et de module élastique sur béton à haute performance donnent des valeurs peu dispersées (inférieure à 2%). Cela s'explique par la présence des fumées de silice qui éliminent tout phénomène de ségrégation ou de ressuage. Cependant, les valeurs mesurées varient avec le volume de l'échantillon sollicité: c'est l'effet d'échelle.

5.6.1 Résistance à la compression

Pour tous les bétons, il est admis qu'au point de vue nombre, dimension et orientation, les microfissures présentes sont aléatoirement distribuées. Par conséquent, une grande éprouvette ayant plus de chances de contenir des microfissures qu'une petite éprouvette, aura à priori une résistance plus faible que cette dernière. Ainsi, la résistance à la compression des bétons à haute performance décroît lorsque les dimensions des éprouvettes augmentent (Tableau 5.13). C'est le phénomène d'échelle dont l'explication repose alors sur les théories statistiques de la rupture.

**TABLEAU 5.13 - INFLUENCE DU DIAMÈTRE DES CYLINDRES
SUR LES MESURES DE LA RÉSISTANCE f_c**

Identification des bétons	Résistances en compression moyennes à 28 d (MPa)			Résistances en compression moyennes à 91 d (MPa)		
	cyindres 150 x 300 mm (n = 2)	cyindres 100 x 200 mm (n = 3)	$\frac{f_c 150}{f_c 100}$ (%)	cyindres 150 x 300 mm (n = 2)	cyindres 100 x 200 mm (n = 3)	$\frac{f_c 150}{f_c 100}$ (%)
C 1	88,5	95,3	93	96,0	105	91
C 2	94,6	98,0	97	101	106	95
G 1	97,9	101	97	102	107	95
G 2	96,1	102	94	106	116	91
G 3	94,4	103	92	103	111	93
Q 1	84,5	90,8	93	89,6	99,3	90
Q 2	83,6	89,2	94	91,6	99,7	92
valeur maximale du rapport des résistances	97 %					
valeur minimale du rapport des résistances	90 %					
moyenne des rapports des résistances	93 %					
écart-type au niveau des rapports	2,1 %					

Dans son étude entreprise à l'Université de Sherbrooke, LESSARD (1990) a obtenu un facteur de conversion de 0,94 entre les résistances à la compression des cylindres 150 x 300 mm et celles des cylindres 100 x 200 mm. Dans une autre étude comparative entre les résistances à la compression de cubes d'arête 200 mm et 100 mm, HELD (1990) a obtenu un rapport de 0,95.

De notre étude, sur 70 échantillons testés, il en découle une moyenne de 0,93 des rapports de résistances $\bar{f}'_{c150} / \bar{f}'_{c100}$. À partir des résultats obtenus, nous avons établi les relations suivantes:

$$f'_{c_{150}} = 4,3 + 0,89 f'_{c_{100}} \text{ (MPa)} \quad (5.4)$$

ou

$$f'_{c_{100}} = 5,0 + 1,02 f'_{c_{150}} \text{ (MPa)} \quad (5.5)$$

avec un coefficient de corrélation $r = 0,95$ (figure 5.21)

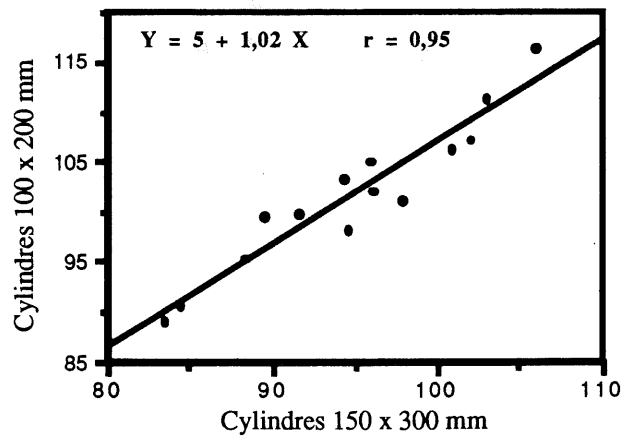
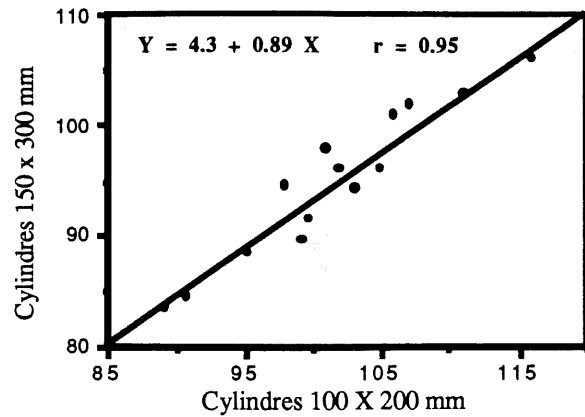


Figure 5.21 - Corrélations sur bétons durcis: $f'c(150)$ vs $f'c(100)$

Dans la relation (5.5), la pente de la droite est très proche de 1.0. Donc, la résistance à la compression d'un cylindre 100 x 200 mm est sensiblement égale à celle d'un cylindre 150 x 300 mm plus (+) une constante.

Pour confirmer ce résultat, nous avons ajouté à nos données celles de LESSARD (1990) et procédé à une analyse globale. Nous avons obtenu la relation suivante:

$$f'_{c_{100}} = 6,4 + 0,99 f'_{c_{150}} \text{ (MPa)} \quad (5.6)$$

avec un coefficient de corrélation $r = 0,97$ (figure 5.22)

et

$$72 < f'_c < 121 \text{ MPa}$$

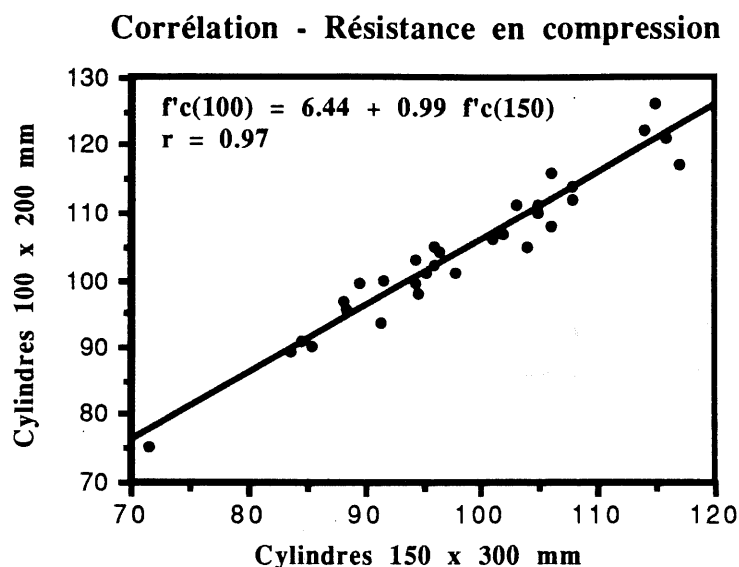


Figure 5.22 - Corrélations sur bétons durcis (résultats de LESSARD (1990) compris):
 $f'_{c(150)}$ vs $f'_{c(100)}$

5.6.2 Module d'élasticité

Pour les mesures du module d'élasticité, nous avons observé le comportement inverse. Le module élastique croît lorsque les dimensions des éprouvettes augmentent. Ce phénomène a été observé [MENEZES et TRINH, 1989] sur des bétons âgés entre 28d et 6 mois, pour des poutres de section rectangulaire. Les auteurs n'ont fourni aucunes explications au phénomène observé. Au cours de notre recherche bibliographique, nous avons constaté que l'effet du diamètre d'éprouvettes homothétiques sur la mesure du module d'élasticité des bétons n'a pas été examiné à date.

De notre étude, sur 56 échantillons testés, il en résulte une moyenne de 1,05 des rapports de module élastique $\bar{E}'_{c_{150}} / \bar{E}'_{c_{100}}$ (Tableau 5.14).

**TABLEAU 5.14 - INFLUENCE DU DIAMÈTRE DES CYLINDRES SUR
LES MESURES DU MODULE ÉLASTIQUE E'_c**

Identification des bétons	Modules d'élasticité moyens à 28 d (GPa)			Modules d'élasticité moyens à 91 d (GPa)		
	cyindres 150 x 300 mm (n = 2)	cyindres 100 x 200 mm (n = 2)	$\frac{E'_c 150}{E'_c 100}$ (%)	cyindres 150 x 300 mm (n = 2)	cyindres 100 x 200 mm (n = 2)	$\frac{E'_c 150}{E'_c 100}$ (%)
C 1	41	40	103	42	42	100
C 2	45	40	113	46	44	105
G 1	26	24	108	29	27	107
G 2	32	31	103	32	31	103
G 3	42	40	105	43	41	105
Q 1	45	42	107	47	45	104
Q 2	42	41	102	44	42	105
valeur maximale du rapport des modules	113 %					
valeur minimale du rapport des modules	100 %					
moyenne des rapports des modules	105 %					
écart-type au niveau des rapports	3,1 %					

À partir des résultats obtenus, nous avons établi les relations suivantes:

$$E'_{c_{150}} = 1,2 + 1,02 E'_{c_{100}} \text{ (GPa)} \quad (5.7)$$

ou

$$E'_{c_{100}} = 0,95 E'_{c_{150}} \text{ (GPa)} \quad (5.8)$$

avec un coefficient de corrélation $r = 0,98$ (figure 5.23)

et

$$24 \text{ GPa} < E'_c < 47 \text{ GPa}$$

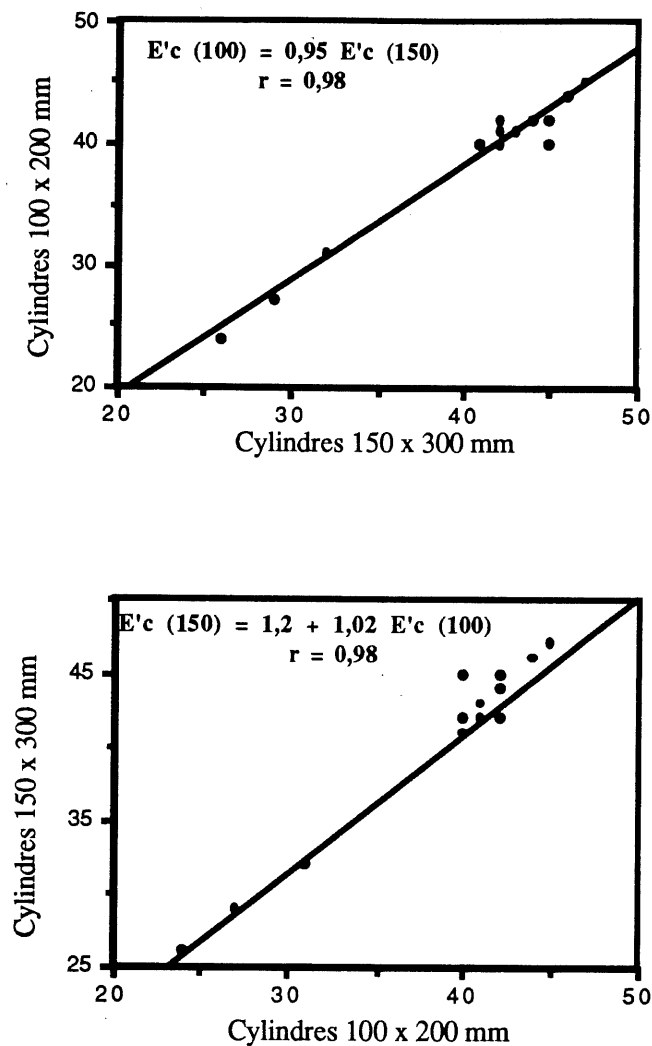


Figure 5.23 - Corrélations sur bétons durcis: $E'_{c(150)}$ vs $E'_{c(100)}$.

Deux explications pourraient être données au phénomène observé:

- 1) Il s'agit d'un effet d'échelle secondaire ou effet de surface, lié probablement aux modifications des propriétés de la surface externe des éprouvettes produites lors de leur fabrication

et pour lequel le module élastique E'_c augmente avec le volume V de l'échantillon. L'importance relative de la couche endommagée (par exemple, la présence de pores), c'est-à-dire la surface externe par unité de volume, s'intensifie à mesure que les dimensions des éprouvettes décroissent. La surface externe correspond à la surface latérale des éprouvettes: $S = \pi \phi H$

avec ϕ : diamètre de base
 H : hauteur du cylindre

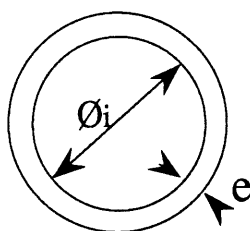
Pour les éprouvettes cylindriques et homothétiques de diamètre ϕ variable, le rapport de la surface latérale S au volume V est égal à:

$$\frac{S}{V} = \frac{\pi \phi H}{(\pi \phi^2 H) / 4} = \frac{4}{\phi}$$

Ce rapport est inversement proportionnel au diamètre ϕ de l'éprouvette. Ainsi, la détérioration de la surface externe aura des conséquences plus importantes pour les petites éprouvettes que pour les grandes. Il y aura ainsi une augmentation de la rigidité avec le volume des éprouvettes.

Pour remédier à cet effet de surface, il faudrait utiliser des éprouvettes pour lesquelles le rapport V/S est constant. L'utilisation de tubes circulaires d'une épaisseur (e) constante satisfait à la condition précédente. En effet, si on appelle ϕ_e , le diamètre extérieur, et ϕ_i , le diamètre intérieur, alors:

$$\frac{S}{V} \approx e \text{ (constante)}$$



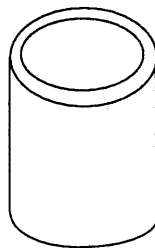
Pour obtenir des éprouvettes tubulaires homothétiques, la condition suivante doit être satisfaite:

$$H = \lambda k$$

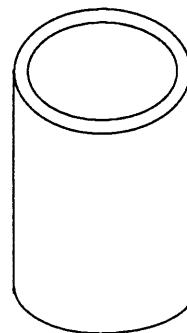
avec H : hauteur de l'éprouvette
 λ : élancement
 k : rayon d'inertie de l'aire de la section transversale par rapport à un diamètre

$$k = \frac{(\phi_e^2 + \phi_i^2)^{1/2}}{4}$$

Par exemple, pour un élancement $\lambda = 5$ et une épaisseur $e = 10$ mm, les éprouvettes suivantes peuvent être utilisées:



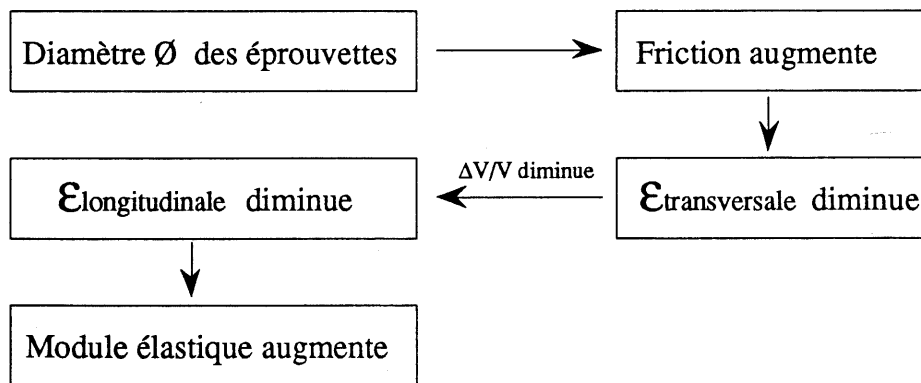
$\text{Øe} = 100 \text{ mm}$
 $H = 160 \text{ mm}$



$\text{Øe} = 150 \text{ mm}$
 $H = 250 \text{ mm}$

Il reste bien sûr à vérifier expérimentalement la validité de l'explication avancée.

2) Une autre explication de l'effet du diamètre des échantillons sur la mesure du module élastique E'_c serait liée au phénomène de friction entre les plateaux et les faces des éprouvettes. Elle se résume au schéma suivant:



Il est à noter que CARRASQUILLO et CARRASQUILLO (1988) ont obtenu, sur des éprouvettes homothétiques testées en compression, le même effet des dimensions que celui obtenu pour nos valeurs de E'_c . Ils ont obtenu une résistance moyenne approximative de 107% pour les

cylindres de 150 x 300 mm par rapport à celle qu'ils mesurent sur des échantillons de 100 x 200 mm ($48 < f_c < 80$ MPa).

5.7 Évolution dans le temps des caractéristiques mécaniques

5.7.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression des bétons est influencée, entre autres, par l'âge des bétons. Elle augmente avec l'âge du béton.

La résistance à la compression simple des bétons a été mesurée à 1d, 7d, 28d et 91d. L'expérience a montré qu'après 91d, la plupart des BHP ont une résistance qui n'augmente pratiquement plus, puisque toute l'eau de gâchage contenue dans ces bétons a réagi à ce moment-là avec les matériaux cimentaires utilisés. Les valeurs moyennes obtenues à partir des sept gâchées confectionnées, sur des cylindres 100 x 200 mm, sont données dans le tableau 5.15 .

TABLEAU 5.15 - ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DE f_c

RÉSISTANCES À LA COMPRESSION (MPa) Cylindres 100 x 200 mm (n = 3)							
	Q1	Q2	C1	C2	G1	G2	G3
1 d	59,4	57,2 (-3,7%)	61,6 (3,7%)	59,9 (0,8%)	65,2 (9,8%)	65,4 (10,1%)	65,8 (10,8%)
7 d	70,5	75,2 (6,7%)	76,8 (8,9%)	78,2 (10,9%)	85,1 (20,7%)	86,0 (22%)	81,2 (15,2%)
28 d	90,8	89,2 (-1,8%)	95,3 (5%)	98,0 (7,9%)	101 (11,2%)	102 (12,3%)	103 (13,4%)
91 d	99,3	99,7 (0,4%)	105 (5,7%)	106 (6,7%)	107 (7,8%)	116 (16,8%)	111 (11,8%)

() : Variation de f_c par rapport au béton de référence (série Q1)

Les bétons confectionnés présentent, à bas âge, des résistances à la compression élevées. Les résistances s'échelonnent de 57,2 à 65,8 MPa à 1 d, de 70,5 à 86,0 MPa à 7d, de 89,2 à 103 MPa à 28d et de 99,3 à 116 MPa à 91d.

Les résultats démontrent une variation, à 91d, de 8% environ de la résistance à la compression des bétons malgré de très grandes différences dans les propriétés mécaniques des roches utilisées. Cette variation est d'environ 6% à 1d, 14% à 7d et 9% à 28d.

Il est à noter également que le rapport de résistances $k = f'_{c_d} / f'_{c_{28d}}$ est élevé. Il est en moyenne de 0,64 à 1d et de 0,81 à 7d.

En comparant les résistances obtenues à 1d, 7d, 28d et 91d, nous avons établi des courbes de corrélation permettant de prédire avec une bonne précision, l'évolution dans le temps de la résistance à la compression. Au départ, trois modèles mathématiques ont été considérés:

- la fonction exponentielle : $f'_{c_d} = a e^{bd}$
- la fonction puissance : $f'_{c_d} = a + d^b$
- la fonction logarithmique : $f'_{c_d} = a + b \text{ Log } d$

À la lumière de l'utilité de différents paramètres statistiques (le coefficient de régression, le paramètre de Durbin-Watson, ...), il s'avère que l'échelonnement des résistances à la compression entre 1d et 91d suit assez bien une loi du type: $f'_{c_d} = a + b \text{ Log } d$.

Pour les bétons confectionnés avec les différents granulats, nous obtenons les résultats suivants:

- pour la série C1 (béton de calcaire métamorphique),

$$f'_{c_d} = 61,6 + 22,8 \text{ Log } d \text{ (MPa)} \quad (5.9 \text{ a})$$

avec $R^2 = 0,98$

- pour la série C2 (béton de calcaire dolomitique),

$$f'_{c_d} = 59,9 + 24,4 \text{ Log } d \text{ (MPa)} \quad (5.9 \text{ b})$$

avec $R^2 = 0,98$

- pour la série G1 (béton de grès à ciment siliceux),

$$f'_{c_d} = 65,2 + 22,0 \text{ Log } d \text{ (MPa)} \quad (5.9 \text{ c})$$

avec $R^2 = 0,98$

- pour la série G2 (béton de grès à ciment silico-calcaire),

$$f'_{c_d} = 65,4 + 25,8 \text{ Log } d \text{ (MPa)} \quad (5.9 \text{ d})$$

avec $R^2 = 0,99$

- pour la série G3 (béton de granite)

$$f'_{c_d} = 65,8 + 24,2 \text{ Log } d \text{ (MPa)} \quad (5.9 \text{ e})$$

avec $R^2 = 0,97$

- pour la série Q1 (béton de quartz)

$$f'_{c_d} = 59,4 + 21,3 \text{ Log } d \text{ (MPa)} \quad (5.9 \text{ f})$$

avec $R^2 = 0,97$

- pour la série Q2 (béton de quartzite)

$$f'_{c_d} = 57,2 + 21,8 \text{ Log } d \text{ (MPa)} \quad (5.9 \text{ g})$$

avec $R^2 = 1$

En s'appuyant sur l'ensemble des résultats expérimentaux, pour tous nos bétons, nous proposons une relation linéaire entre la résistance et le logarithme de l'âge de l'éprouvette:

$$f'_{c_d} = 61,4 + 23,2 \text{ Log } d \text{ (MPa)} \quad (5.10)$$

avec un indice de corrélation $r = 0,96$ ($R^2 = 0,92$)

5.7.2 Module élastique

Le module élastique des bétons augmente avec l'âge des bétons. Dans notre étude, le module élastique a été mesuré à 28d et à 91d. Les valeurs moyennes obtenues à partir des différentes gâchées réalisées, sur des cylindres 100 x 200 mm, sont données dans le tableau 5.16 .

TABLEAU 5.16 - ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DU MODULE ÉLASTIQUE E'_c

		MODULES ÉLASTIQUES (GPa)					
		G1	G2	G3	C1	C2	Q1
Cylindres 100 x 200 mm (n = 2)	28 d	24 (+29%)	31 (+67%)	40 (+67%)	40 (+67%)	41 (+71%)	42 (+75%)
	91 d	27 (+15%)	31 (+52%)	41 (+56%)	42 (+63%)	44 (+56%)	45 (+67%)
$\frac{E'_c 91d - E'_c 28d}{E'_c 28d} \times 100$		12,5%	0%	2,5%	5%	10%	2,4%

() : Variation de E'_c par rapport au béton de référence (série G1)

Les modules varient de 24 GPa à 42 GPa à 28d et de 27 GPa à 45 GPa à 91d. Les résultats démontrent, en moyenne, à 28d, une variation de plus de 62% du module élastique des bétons contrairement à ce qui a été observé au niveau de f_c (9%). Cette variation est de 51% en moyenne à 91d. Ainsi, les différences dans les propriétés mécaniques des roches utilisées ont affecté énormément plus les mesures de E'_c que celles de f_c .

Le gain en module élastique, entre 28d et 91d, est en moyenne de l'ordre de 6% pour l'ensemble des séries. Il est respectivement de 0% et 12,5% pour les séries G2 et G1 (voir tableau 5.16).

Notons également, par exemple, que les séries C2 et Q2 donnent des valeurs de E'_c élevées mais la série C2 est plus sensible, en termes de E'_c , aux variations de la résistance:

$$\left(\frac{E'_{c_{91d}} - E'_{c_{28d}}}{f'_{c_{91d}} - f'_{c_{28d}}} \right) = 0,50$$

série C2

et

$$\left(\frac{E'_{c_{91d}} - E'_{c_{28d}}}{f'_{c_{91d}} - f'_{c_{28d}}} \right) = 0,09$$

série Q2

5.8 Validité des relations du type $E'_c = \psi (E_1, g_1, E_2, g_2)$

Nous avons présenté au chapitre 3 (paragraphe 3.1.6) une série d'équations générales plus ou moins complexes représentant le comportement élastique du béton et prédisant la valeur du module élastique à partir des modules et des proportions volumiques respectifs du mortier (E_1, g_1) et des granulats (E_2, g_2). Une comparaison entre les valeurs expérimentales, à 28d et à 91d, et les valeurs prédites par les modèles mathématiques de VOIGT (éq. 3.3), de REUSS (éq. 3.4), de HASHIN (éq. 3.5), de HIRSH (éq. 3.6), de COUNTO (éq. 3.7), de BACHE (éq. 3.10) et de POPOVICS (éq. 3.11) est présentée dans les tableaux 5.17 et 5.18 .

Malgré la grande variation des modules élastiques des granulats (de 29 GPa à 59 GPa) et les diverses hypothèses simplificatrices, tous les modèles prédisent quasiment, à 1 GPa près, les mêmes modules élastiques du composite. On peut donc se poser la question de l'intérêt de se prêter à ce genre d'exercice. On peut calculer une valeur moyenne théorique \bar{E}_c^* correspondant à chacune des séries (Tableaux 5.17 et 5.18).

TABLEAU 5.17 - $E'_c = \psi(E_1, g_1, E_2, g_2)$

VALEURS PRÉDITES vs VALEURS EXPÉRIMENTALES À 28 d

Modules élast. (GPa)	C1	C2	G3	Q1	Q2	G1	G2
E 2 roche 52 x 104 mm	59	47	49	44	32	29	40
E 1 mortier 100 x 200 mm	35						
VOIGT Eq. 3.3	44	40	40	39	34	33	37
REUSS Eq. 3.4	42	39	39	38	34	32	37
HASHIN Eq. 3.5	43	39	40	38	34	33	37
HIRSH Eq. 3.6	43	39	39	38	34	32	37
COUNTO Eq. 3.7	43	39	40	38	34	33	37
BACHE Eq. 3.10	43	39	40	38	34	33	37
POPOVICS Eq. 3.11	43	40	40	39	34	33	37
$\overline{E^*_c}$ (1)	43	39	40	38	34	33	37
E'_c (2)	40	40	40	42	41	24	31
$\frac{\overline{E^*_c} - E'_c}{E'_c} \times 100$	+7%	-2%	0%	-9%	-17%	+37%	+19%

(1) Valeur moyenne théorique

(2) Valeur expérimentale

TABLEAU 5.18 - $E'_c = \psi(E_1, g_1, E_2, g_2)$

VALEURS PRÉDITES vs VALEURS EXPÉRIMENTALES À 91 d

Modules élast. (GPa)	C1	C2	G3	Q1	Q2	G1	G2
E 2 roche 52 x 104 mm	59	47	49	44	32	29	40
E 1 mortier 100 x 200 mm	37						
VOIGT Eq. 3.3	46	41	42	40	35	34	38
REUSS Eq. 3.4	43	40	41	39	35	33	38
HASHIN Eq. 3.5	44	41	41	40	35	34	38
HIRSH Eq. 3.6	44	40	41	39	35	33	38
COUNTO Eq. 3.7	45	41	41	40	35	34	38
BACHE Eq. 3.10	44	41	41	40	35	34	38
POPOVICS Eq. 3.11	45	41	42	40	35	34	38
$\overline{E^*c}$ (1)	44	41	41	40	35	34	38
E'_c (2)	42	44	41	45	42	27	31
$\frac{\overline{E^*c} - E'_c}{E'_c} \times 100$	+5%	-7%	0%	-11%	-17%	+26%	+23%

(1) Valeur moyenne théorique

(2) Valeur expérimentale

Cependant, il peut exister une différence notable entre la valeur expérimentale (E'_c) et la valeur moyenne théorique \bar{E}_c^* . À 28d, les corrélations sont excellentes pour les bétons de granite (série G3, écart relatif de 0%) et de calcaire dolomitique (série C2, écart relatif de 2%). Elles sont assez bonnes pour les bétons de calcaire métamorphique (série C1, écart relatif de 7%) et de quartz (série Q1, écart relatif de 9%). Mais les prédictions sont mauvaises pour les bétons de grès (séries G1 et G2, écarts relatifs respectivement de 37% et 19%) et de quartzite (série Q2, écart relatif de 17%).

À 91d, les prédictions sont excellentes pour les bétons de granite (0%) et de calcaire métamorphique (5%). Elles le sont moins pour les séries C2 (7%) et Q1 (11%). Les corrélations sont médiocres pour les séries G1 (26%), G2 (23%) et Q2 (17%).

Ainsi dans le cas des BHP, le module élastique ne peut être prédit à partir des modèles mathématiques développés à date. En outre, aucun fondement ne permet de justifier la supériorité relative d'un modèle sur un autre. Contrairement à ce qui a été démontré récemment (GRILLS et ALEXANDER, 1989) sur des bétons ordinaires de rapport E/C de l'ordre de 0,48.

Avec les données expérimentales de notre étude, nous avons tenté d'établir une relation permettant de prédire le module élastique. À la suite de plusieurs tentatives, par interaction des caractéristiques en présence, il s'avère que l'équation généralisée suivante prédit le mieux les données réelles:

$$E_c^* = 1,161 E_1^{0,976} E_2^{0,2} \nu_2^{0,37} \text{ (GPa)} \quad (5.11)$$

avec un indice de corrélation $r = 0,89$.

Entre les valeurs prédites (E_c^*) et les données expérimentales (E'_c), l'écart relatif

$\left(\frac{|E_c^* - E'_c|}{E'_c} \right)$ varie de 0% à 12,9% pour une valeur moyenne de 7% (voir tableau 5.19). Il est remarquable de noter que les modules des séries G1, G2 et Q2, médiocrement prédits par les différents modèles présentés dans la littérature (voir tableaux 5.17 et 5.18), sont bien prédits par notre formule (tableau 5.19).

TABLEAU 5.19 - $E^*c = \psi(E1, E2, \nu2)$

VALEURS PRÉDITES vs VALEURS EXPÉRIMENTALES

$$E^*c = 1,161 E_1^{0,976} E_2^{0,2} \nu_2^{0,37}$$

MODULE ÉLASTIQUE (GPa)						
	Valeur théorique E^*c		Valeur expérimentale E^*c		Ecart relatif $\Delta E / E^*c$	
	28 d	91 d	28 d	91 d	28 d	91 d
C1	45	47	40	42	12,5%	11,9%
C2	41	43	40	44	2,5%	2,3%
G1	26	27	24	27	8,3%	0%
G2	33	35	31	31	6,4%	12,9%
G3	35	37	40	41	12,5%	9,8%
Q1	38	41	42	45	9,5%	8,9%
Q2	40	42	41	42	2,4%	0%

En fait, l'équation généralisée que nous présentons constitue une extension du modèle de BACHE (éq. 3.10) en incluant le coefficient de Poisson des granulats. L'équation 5.11 pourrait être améliorée et raffinée en ajoutant comme variables analytiques les proportions volumiques respectives des granulats (g_2) et du mortier (g_1). Le modèle serait alors de la forme:

$$E_c^* = \alpha E_1^{k_1 g_1} E_2^{k_2 g_2} \nu_2^{k_3 g_2}$$

avec α , k_1 , k_2 et k_3 étant des constantes

et $g = f(g_1, g_2)$

5.9 Prévision de la résistance à la compression des BHP

Tout au long de la présente étude, nous avons montré l'influence des granulats sur le comportement mécanique des bétons à haute performance. Le rapport E/C ne contrôle pas totalement la résistance à la compression des BHP. Dans les bétons ordinaires, les grains de pierre se comportent comme des écrans électrostatiques dans un champ électrique. Dans les BHP, avec le "raidissement" de la pâte, les lignes de force tendent à se frayer un passage à travers les granulats. Ainsi, l'inerte se voit entièrement sollicité. Des granulats "durs", c'est-à-dire résistants, donnent de très bons bétons (séries G et C) car leur module élastique E_o varie dans des proportions moindres que leur résistance à la compression C_o .

À partir des données expérimentales de notre étude, nous avons développé une formule permettant de prédire la résistance à la compression f_c des BHP:

$$f'_c = 0,348 f_m^{0,946} C_o^{0,301} v_o^{0,07} \text{ (MPa)} \quad (5.12)$$

avec f_m = résistance à la compression du mortier
 C_o = résistance à la compression du gros granulat
 v_o = coefficient de Poisson du gros granulat

L'indice de corrélation est de 0,95 (voir tableau 5.20).

TABLEAU 5.20 - PRÉVISION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION
DES BÉTONS À HAUTE PERFORMANCE

$$f_c = 0,348 f_m^{0,946} C_0^{0,301} v_0^{0,07}$$

	Valeurs exp. (1)	Valeurs prédites (2)	Ecart(%) $\frac{(1) - (2)}{(1)}$
C1	95,3	93,1	2,3
	105	102	2,9
C2	98,0	98,8	0,8
	106	108	1,9
G1	101	101	0,0
	107	110	2,8
G2	102	103	1,0
	116	113	2,6
G3	103	101	1,9
	111	111	0,0
Q1	90,8	90,0	0,9
	99,3	98,6	0,7
Q2	89,2	92,8	4,0
	99,7	102	2,3
Valeur maximale des différences	4,0 %		
Valeur minimale des différences	0 %		
Valeur moyenne des différences	1,7 %		

Les valeurs de C_0 et de v_0 varient respectivement de 87 MPa à 153 MPa et de 0,06 à 0,18. Malgré ces différences dans les propriétés mécaniques des roches utilisées, l'équation proposée prédit les valeurs obtenues à 1,7% près, $\pm 1,2\%$.

CONCLUSION

Dans ce travail d'initiation à la recherche, nous nous sommes efforcés à mettre en évidence l'influence de la nature des granulats sur le comportement mécanique des bétons à haute performance. Les prévisions fixées au départ, résultant des travaux de AITCIN et MEHTA (1990), se sont concrétisées dans une large mesure.

Notre étude a confirmé le fait que, à l'heure actuelle, les granulats représentent de plus en plus la principale zone de faiblesse dans les bétons à haute performance. Les principaux résultats découlant du programme expérimental peuvent être résumés comme suit:

- 1) L'allure de la courbe effort-déformation du gros granulat influence très fortement l'allure de la courbe effort-déformation du béton en raison de l'excellent transfert de contraintes à l'interface granulat-pâte de ciment hydratée retrouvée dans les BHP.
- 2) La courbe contrainte-déformation peut présenter une concavité tournée du côté de l'axe des déformations. Le degré de courbure est lié à la nature du gros granulat. Le béton se caractérise alors par un comportement visco-élastique non linéaire. Il s'ensuit que les gros granulats participent directement à la viscosité, conjointement avec leur interface.
- 3) Les déformations résiduelles, la largeur et la surface des hystérèses enregistrées sont étroitement liées aux caractéristiques des gros granulats.
- 4) Le rapport E/C ne gouverne plus exclusivement les valeurs de la résistance à la compression f'_c et du module élastique E'_c . Des bétons de résistance similaires mais confectionnés avec des granulats de nature différente peuvent présenter des modules élastiques substantiellement différents. Ainsi, les relations du type $E'_c = \psi (f'_c)$ perdent de leur validité avec les bétons à haute performance et doivent être utilisées avec d'énormes réserves.
- 5) Les performances des modèles de variations des modules élastiques des matériaux composites ont également été mis à l'épreuve. Ces modèles prédisant le module élastique du composite à partir des modules des constituants et des concentrations volumiques respectives sont imparfaits dans le cas des BHP.

A partir de nos données expérimentales, nous avons proposé la relation suivante:

$$E'_c = 1,161 E_1^{0,976} E_2^{0,2} v_2^{0,37} \quad (C.1)$$

avec un indice de corrélation $r = 0,89$.

6) Les propriétés mécaniques des roches desquelles sont extraits les gros granulats servant à la confection des BHP, conditionnent directement le niveau des résistances atteint. Nous proposons la formule suivante permettant de prédire la résistance à la compression des BHP:

$$f_c = 0,348 f_m^{0,946} C_o^{0,301} v_o^{0,07} \quad (C.2)$$

avec un indice de corrélation $r = 0,95$.

Le béton à haute performance est un matériau nouveau dont le comportement mécanique diffère de celui du béton ordinaire. Les possibilités nouvelles présentées par les granulats exigent une diversification des axes de la recherche sur ce matériau et une remise en question de divers concepts découlant des connaissances accumulées sur le béton ordinaire. Un travail de recherche fondamentale et expérimentale, est indispensable pour explorer à fond toutes les possibilités offertes par ce nouveau matériau.

Dans le prolongement de la ligne d'action tracée par ce travail, nous suggérons de développer des modèles de calcul, issus d'une vaste étude expérimentale sur granulats, pour prévoir des lois de variation des modules élastiques. Les déformations visco-élastiques doivent être prises en compte dans l'élaboration du modèle, de même que l'influence des divers paramètres mécaniques et physiques et de leur interaction.

BIBLIOGRAPHIE

- AHMAD, S.H., SHAH, S.P. (1985) *Structural Properties of High Strength Concrete and its Application for Precast Prestressed Concrete*, P.C.I. Journal, vol. 30, n° 6, p. 92-119.
- AHMAD, S.H., SHAH, S.P. (1988) *High Strength Concrete - A Review*, First Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Stavanger.
- AITCIN, P.C., et PINSONNEAULT, P. (1981) *The Use of Condensed Silica fumes in field Concrete*, Progress in concrete technology, chapitre de l'Est de l'Ontario et du Québec de l'A.C.I., 23 p.
- AITCIN, P.C. (Juil.-août 1989) *Les bétons à très haute résistance*, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, vol. 162, p. 55-60
- AITCIN, P.C., MEHTA, P.K. (March-April 1990) *Effet of Coarse Aggregate Characteristics on Mechanical Properties of High Strength Concrete*, ACI Materials Journal, p. 103-107.
- ALEXANDER, M.G., DAVIS, D.E. (1989) *Properties of Aggregats in Concrete*, Hippo Quarries Technical Publications.
- AL-JASSAR, S.H., HAWKINS, A.B. (1979) *Geotechnical Properties of the Carboniferous Limestone of the Bristol Area: the Influence of Petrography and Chemistry*, Proceedings, International Congress on Rock Mechanics, Montreux, vol. 1, p. 3-13.
- ANSON, M., NEWMAN, K. (Sept. 1966) *The Effect of Mix Proportions and Method of Testing on Poisson's Ratio for Mortars and Concretes*, Magazine of Concrete Research, vol. 18, n° 56, p. 115-130.
- ASSELANIS, J., AITCIN, P.C., MEHTA, P.K. (1989) *Effect of Curing Conditions on the Compressive Strength and Elastic Modulus of Very High Strength Concrete*, Cement, Concrete, and Aggregates.
- BACHE, H.H., NEPPER-CHRISTENSEN, P. (September 1965) *Observations on Strength and Fracture in Lightweight and Ordinary Concrete. The Structure of Concrete and its Behaviour under Load*, Proceedings of International Conference, London.
- BALLIVY, G., LADANYI, et GILL, D.E. (1976) *Effect of Water Saturation History on the Strength of Low-Porosity Rocks*, Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing, ASTM STP 599, p. 4-20.
- BALLIVY, G., LADANYI, et GILL, D.E. (1978) *Variations des caractéristiques mécaniques des roches fissurées en fonction de l'humidité ambiante*, Proceedings Third International Congress IAEG, Madrid, sec. II, vol. 2, p. 131-139.
- BALLIVY, G., DAYRE, M. (1984) *Corrélations entre les propriétés physico-mécaniques des roches et le comportement des granulats manufacturés*, Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n° 29, Paris.
- BÉDARD, C., et AITCIN, P.C. (Déc. 1983) *A la recherche d'un béton de 150 MPa*, Revue Canadienne de Génie Civil, vol. 10, n° 4, p. 600-613.

- BORTOLLOTTI, L. (Janv.-Feb. 1990) *Interdependance of Concrete Strength Parameters*, A.C.I. Materials Journal, p. 25-26.
- BOULAY, C., COLSON, A. (1981) *Un extensomètre à béton éliminant l'influence des déformations transversales sur la mesure des déformations longitudinales*, Matériaux et Constructions, vol. 14, n° 79, p. 35-38.
- BRANDT, A. (1970) *Étude de la précision de différentes méthodes de mesure des déformations du béton*, Matériaux et Construction, vol. 3, n°6, p. 237-251.
- BRANDTZAEG, A. (April 1929) *The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression*, University of Illinois Engineering Station, Bulletin No. 190, 73 p.
- CARNEIRO, F., BARCELLOS, A. (mars 1953) *Résistance à la traction des bétons*, Bulletin RILEM, n° 13.
- CARRASQUILLO, R.L., NILSON, A.H., SLATE, F.D. (1981) *Properties of High Strength Concrete Subjected to Short-Term Load*, A.C.I. Journal, vol. 78, n° 3, p. 171-178.
- CARRASQUILLO, P.M., CARRASQUILLO, R.L. (1988) *Evaluation of the Use of Current Concrete Practice in the Production of HSC*, A.C.I. Journal, vol. 85, n° 1, p. 49-54.
- COUNTO, U.J. (Sept. 1964) *The Effect of the Elastic Modulus of the Aggregate on the Elastic Modulus, Creep and Creep Recovery of Concrete*, Magazine of Concrete Research, vol. 16, n° 48, p. 129-138.
- DANTU, M.P. (Janvier 1958) *Étude des contraintes dans les milieux hétérogènes, application du béton - Utilisation des réseaux pour l'étude des déformations*, Annales I.T.B.T.P., n° 121, p. 53-98, 58 figures.
- DE LARRARD, F. (Mars 1988) *Formulation et propriétés des bétons à très haute performance*, Rapport de Recherche L.P.C., n° 149, 335 p.
- DESSENNE, J.L., et GALY, Y. (1969) *Étude au laboratoire d'une roche hétérogène et anisotrope: le minerai de fer Lorrain*, Colloque de géotechnique, Toulouse.
- DUFFAUT, P., WOJTKOWIAK, F., JOSIEN, J.P., PINEAU, J.L. (1979) *Les vides, principal facteur du comportement mécanique des roches*, Proceedings, International Congress on Rock Mechanics, Montreux, vol. 1, p. 115-121.
- DUMAS, M. (1974) *Les épreuves sur échantillons*, Service des publications du CNRS.
- FAURY, J.. (1958) *Le béton: influence de ses constituants inertes*, Dunod, Paris, p. 12-13.
- GRILLS, F., et ALEXANDER, M.G. (Sept. 1989) *Stiffness of Concrete Made with Granite and Andesite Aggregates*, Civil Engineering in South Africa, vol. 31, n° 9, p. 273-285.
- HANNANT, D.J., BUCKLEY, K.J., CROFT, J. (1973) *The Effect of Aggregate Size on the Use of the Cylinder Splitting Test as a Measure of Tensile Strength*, Matériaux et Constructions, vol. 6, n° 31, p. 15-21.
- HANSEN, T.C. (1960) *Creep and Stress Relaxation of Concrete*, Swedish Cement and Concrete Institute, Proceedings n° 31, Stockholm.

- HANSEN, T.C. (1965) *Influence of Aggregate and Voids on Modulus of Elasticity of Concrete, Cement Mortar and Cement Paste*, American Concrete Institute Journal, vol. 62, n° 2, p. 193-216.
- HASHIN, Z. (1962) *The Elastic Moduli of Heterogeneous Materials*, Journal of Applied Mechanics, vol. 29, n° 1, p. 143-150.
- HELD, M. (1990) *Research Results Concerning the Properties of High Strength Concrete*, Darmstadt Concrete, vol. 5, Technische Hochschule.
- HIRSH, T.J. (1962) *Modulus of Elasticity of Concrete Affected by Elastic Moduli of Cement Paste Matrix and Aggregate*, Proceedings of the American Concrete Institute, vol. 59, p. 427-451.
- HOUPERT, R. (1979) *Le comportement à la rupture des roches*, Comptes-rendus du congrès International de Mécanique des Roches, Montreux, vol. 3, p. 107-114.
- LA RUE, H.A. (1946) *Modulus of Elasticity of Aggregates and its Effect on Concrete*, Proceedings of the American Society for Testing Materials, vol. 46, p. 1298-1309.
- LE BERRE, P. (1975) *Recherche d'une méthodologie de prospection de gisements de granulats naturels routiers à haute performance*, Thèse, Paris VI.
- LESSARD, M. (Août 1990) *Comment tester les bétons à haute performance*, Mémoire M.Sc.A., Université de Sherbrooke
- MAAGE, M., SMEPLASS, S., JOHANSEN, R. (MAY 1990) *Long-term Strength on High Strength Silica fume Concrete*, Second International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete, Berkeley, California.
- MALE, P. (Oct. 1989) *Properties of Microsilica concrete: an Overview of Microsilica Concrete in the United Kingdom*, CONCRETE Journal of the Concrete Society, vol. 23, n° 8, p. 31-33 et vol. 23, n° 9, p. 35-40.
- MASO, J.C. (1967) *La nature minéralogique des agrégats, facteur essentiel de la résistance des bétons à la rupture et à l'action du gel*, Thèse de doctorat ès Sciences, 45 p., 46 figures, 23 références bibliographiques, Université Paul Sabatier, Toulouse.
- MENEZES, N.C., et TRINH, J.L. (Déc. 1989) *Retrait et fluage du béton - Effet d'échelle*, Annales de l'ITBTP, n° 479, p. 186-207.
- MORGENSTERN, N.R., et PHUKAN, A.L.T. (1966) *Non-linear Deformation of a Sandstone*, Proceedings, International Congress on Rock Mechanics, Lisboa, vol. 1, p. 543-548.
- NISHIMATSU, Y., HEROESEWOJO, R. (1974) *Rheological Properties of Rocks Under the Pulsating Loads*, Proceedings, Third International Congress on Rock Mechanics, Denver, vol. II-A, p. 385-389.
- PAUL, B. (1960) *Prediction of Elastic Constants of Multi-Phase Materials*, Transactions of the Metallurgical Society of A.I.M.E., vol. 218

- PERAMI, R., FARRAN, J., et CAPDECOMME, L. (1966) *Mode de développement des microfissures dans les roches cristallines et notamment dans les granites soumis à des efforts uniaxiaux*, Proceedings, International Congress on Rock Mechanics, Lisboa, vol. 1, p. 621-624.
- PINSONNEAULT, P. (1983) *Influence des fumées de silice sur les propriétés physiques et mécaniques des bétons et mortiers*, mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 250 p.
- POPOVICS, S., ERDEY, M. (1970) *Estimation of the Modulus of Elasticity of Concrete-Like composite Materials*, Matériaux et constructions, vol. 3, n° 16.
- SIMONET, J. (Sept. 1985) *Le béton en climat tropical. Adaptation des normes et règlements aux conditions locales. Cas de la Côte d'Ivoire*, Annales I.T.B.T.P. n° 437, p. 1-42.
- TERREE, M., BRESSIEUX, H., ILLIG, J.-L. (Avril 1980) *Module de déformation longitudinale d'un matériau composite à deux phases: Applicatin aux bétons légers, Ciments, bétons, plâtres et chaux*, Revue des matériaux de construction, n° 725.
- TEYCHENNE, D.C. (1978) *The Use of Crushed Rock Aggregates in Concrete*, Building Research Establishment, Watford, U.K. 74.